

Necésio Coutinho Ussaca

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE TRATAMENTO DA ETAR - ESTAÇÃO DE
TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS DE INFULENE**

Licenciatura em Engenharia de Construção Civil

Universidade Pedagógica de Maputo

Maputo

2023

Necésio Coutinho Ussaca

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE TRATAMENTO DA ETAR - ESTAÇÃO DE
TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS DE INFULENE**

Monografia apresentada à Faculdade de Engenharia
e Tecnologia para a obtenção do grau académico de
Licenciatura em Engenharia de Construção Civil.

Supervisor:
Eng.º Fernando Evaristo Namburete

Universidade Pedagógica de Maputo

Maputo

2023

ÍNDICE

DECLARAÇÃO	I
DEDICATÓRIA	II
AGRADECIMENTOS.....	III
RESUMO	IV
ABSTRACT	V
LISTA DE ABREVIATURAS.....	VI
LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE TABELAS	VIII
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Delimitação do tema	2
1.2 Justificativa.....	3
1.3 Problemática.....	3
1.4 Formulação de Hipóteses	5
1.5 Objectivos.....	5
1.5.1 Objectivo geral	5
1.5.2 Objectivos específicos.....	5
2 REVISÃO LITERÁRIA.....	6
2.1 Origem das águas residuais	6
2.1.1 Ciclo urbano das águas.....	6
2.1.2 Águas Residuais Urbanas.....	6
2.1.3 Principais características	7
2.2 Tratamento das Águas residuais Urbanas	10
2.2.1 Fase líquida.....	11
2.2.2 Lagoas de Estabilização	12
2.2.3 Tipologias de lagoas de estabilização.....	12
2.3 Dimensionamento de sistemas de lagoas de estabilização.....	16
2.3.1 Eficiência do tratamento de AR em sistemas de lagunagem	16
2.3.2 Dimensionamento de lagoas anaeróbicas.....	16
2.3.3 Dimensionamento de lagoas facultativas.....	18
2.3.4 Dimensionamento de Lagoas de Maturação	21
2.3.5 Leitões de macrófitas (constructed wetlands na terminologia inglesa).....	22
2.3.6 Tipologia dos leitões de macrófitas.....	23
2.4 Enquadramento Legislativo.....	25
3 METODOLOGIA DE PESQUISA	27
3.1 Classificação da pesquisa quanto a abordagem do problema.....	27
3.2 Classificação quanto à natureza da pesquisa.....	27

3.3	Classificação quanto aos objectivos da pesquisa.....	27
3.4	Classificação quanto aos procedimentos.....	28
3.5	Técnica de Recolha de Dados.....	28
4	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	29
4.1	Enquadramento Geográfico.....	29
4.1.1	Cidades de Maputo e Matola.....	29
4.1.2	Clima.....	29
4.1.3	Divisão administrativa	30
4.1.4	Demografia.....	31
4.1.5	Drenagem e tratamento de Águas Residuais.....	31
4.2	ETAR de Infulene.....	33
4.3	Fase líquida.....	34
4.3.1	Tratamento preliminar.....	35
4.3.2	Tratamento secundário.....	36
4.3.3	Tratamento terciário.....	37
4.3.4	Fase sólida	38
5	ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	39
5.1	Caudais de projecto.....	39
5.2	Cargas afluentes.....	40
5.3	Lagoas anaeróbias.....	41
5.4	Lagoa facultativa.....	43
5.4.1	Cálculo do CBO efluente das lagoas facultativas.....	44
5.4.2	Verificação das áreas implantadas.....	45
5.5	Lagoa de maturação	47
5.5.1	Lagoas em paralelo com defletores	48
5.5.2	Verificação para áreas implantadas	49
5.6	Leitos de macrófitas (Constructed wetlands).....	51
5.6.1	Concentração de poluentes.....	51
5.6.2	Leitos de macrófitas primários	51
5.6.3	Leitos de macrófitas secundários.....	52
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	54
6.1	Conclusões.....	54
6.2	Recomendações	55
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	56
	APÊNDICES	60
	ANEXO	61

DECLARAÇÃO

Eu, Necésio Coutinho Ussaca, declaro por minha honra, que o trabalho aqui apresentado, é fruto do esforço por mim prestado e orientações dos meus supervisores em prol da investigação em diversas e diferentes fontes literárias. Foram devidamente ilustradas ou referenciadas as fontes literárias usadas no trabalho para o âmbito fidedigno e confirmar que não houve a existência de plágio de algum outro trabalho já feito.

Este trabalho nunca terá sido apresentado nesta Universidade ou em outra instituição de ensino superior do país, bem como do resto do mundo, para a obtenção do grau académico de licenciatura.

Maputo, aos _____ de _____ de 2023

(Necésio Coutinho Ussaca)

DEDICATÓRIA

Esta monografia é dedicada aos meus pais, pilares da minha formação como ser humano, aos meus irmãos e aos meus tios pelo apoio incondicional em todos os momentos difíceis da minha trajetória acadêmica e social.

AGRADECIMENTOS

A elaboração desta monografia só foi possível graças à colaboração e apoio de diversas pessoas às quais quero prestar os meus sinceros agradecimentos.

Em primeiro lugar agradeço a Deus pela graça divina da vida, por permitir tamanha saúde no seio de toda a minha família na qual têm-me apoiado incansavelmente.

Agradeço ao meu supervisor, Engenheiro Fernando Evaristo Namburete, pela oportunidade de realizar este trabalho, pelo empenho, rigor, paciência que sempre demonstrou e pelo conhecimento científico transmitido ao longo destes meses e ao longo da formação. Muito obrigado.

Ao Eng.º Julio Quive, Eng.º Adriano, Eng.º Jaime Moníz da Repartição de Saneamento do Concelho Municipal da Cidade de Maputo, agradeço a colaboração no caso de estudo, pelos dados e pela informação que me foi disponibilizada.

Agradeço também ao Eng.º Juscelino Macamo, docente da Universidade Pedagógica de Maputo, pelo apoio.

A todos docentes do curso de Licenciatura em Engenharia de Construção Civil que ao longo do percurso contribuíram para que a concretização do curso fosse possível. Muito obrigado.

A toda a minha família por todo o apoio que sempre me têm dado. Em particular aos meus pais, Coutinho Matias Ussaca e Maria Alexandre Gove, aos meus tios Cristóvão Matias Ussaca e Anincete Micas Ussaca pelo apoio incondicional durante a minha formação, aos meus irmãos Edmunda, Didelfa, Lália e Paulo, aos meus cunhados Timofto, Torres e Aleron, aos meus sobrinhos, a todos membros da família que directa ou indirectamente têm me apoiado e me motivado.

Aos meus colegas e amigos, que estiveram sempre ao meu lado, em todos os momentos, tendo sempre uma palavra de apoio ou simplesmente contribuindo para momentos de distração e diversão. Aqui vai o meu agradecimento muito especial ao João Xavier Nhavene, Arão Cardoso, Nelson Muzila, Edson Casteano, Ana Rosa Muchanga, Jussara Dramusse que sempre me apoiaram, muito obrigado por tudo.

RESUMO

Uma ETAR consiste num conjunto de órgãos e equipamentos para o tratamento das águas residuais, para posterior utilização em usos compatíveis, ou para simplesmente serem descarregadas nos meios receptores com um nível de poluição adequado aos seus usos actuais ou potenciais.

A monografia refere-se a ETAR de Infulene e tem como principal objectivo verificar a capacidade de tratamento de águas residuais.

Caracteriza-se as águas residuais da cidade de Maputo e Matola, indicando os parâmetros bioquímicos e microbiológicos dos efluentes urbanos.

Faz-se a análise crítica da legislação. Aborda-se ainda o processo geral da prática de gestão de saneamento de efluentes. Por fim, são identificados os principais desafios e apresentadas perspectivas para o futuro próximo.

Apresenta-se uma análise comparativa do funcionamento da ETAR de Infulene antes e depois da implementação das soluções propostas para as fases I e II de intervenção a ETAR.

Descreve-se os sistemas de saneamento descentralizados mais utilizados em Moçambique. Procede-se a uma análise sobre o saneamento e o tratamento das águas residuais na Cidade do Maputo (ETAR de Infulene) e no resto do País, referindo-se também a existência de algumas ETAR compactas.

Procede-se ainda à descrição das etapas de tratamento das fases líquidas e sólidas de tratamento das ARU (recolha/esvaziamento, transporte, tratamento e o destino final).

Finalmente, apresentam-se os principais desafios do tratamento de águas residuais e gestão de lamas fecais no País, seguindo-se uma síntese, conclusões e perspectivas.

Palavras-chaves: Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR); ETAR de Infulene; Cidade de Maputo e Matola.

ABSTRACT

A WWTP consists of a set of organs and equipment for the treatment of wastewater, for subsequent use in compatible uses, or for simply being discharged into receiving means with a level of pollution suitable for its current or potential uses.

The monograph refers to the Infulene WWTP and its main objective is to verify the wastewater treatment capacity.

A characterization of wastewater from the cities of Maputo and Matola is carried out, indicating the biochemical and microbiological parameters of urban effluents.

A critical analysis of the legislation is carried out. The general process of the practice of effluent sanitation management is also discussed. Finally, the main challenges are identified and perspectives for the near future are presented.

A comparative analysis of the operation of the Infulene WWTP is presented before and after the implementation of the proposed solutions for phases I and II of WWTP intervention.

A description of the most used decentralized sanitation systems in Mozambique is presented. An analysis is made of sanitation and wastewater treatment in Maputo City (WWTP Infulene) and in the rest of the country, also referring to the existence of some compact WWTPs.

A description of the treatment stages of the liquid and solid phases of ARU treatment (collection/emptying, transport, treatment and final destination) is also described.

Finally, the main challenges of wastewater treatment and fecal sludge management in the country are presented, followed by a summary, conclusions and perspectives.

Keywords: Wastewater Treatment Station (WWTP); Infulene WWTP; Maputo city and Matola.

LISTA DE ABREVIATURAS

AR - Águas residuais;

CBO – Carência Bioquímica do Oxigénio;

CBO₅ – Carência Bioquímica do Oxigénio aos 5 dias;

CQO – Carência Química do Oxigénio;

CTO – Carência Teórica Total de Oxigénio;

EE – Estação Elevatória;

ETA – Estação de Tratamento de Águas;

ETAR – Estação de Tratamento de Águas Residuais;

MO – Matéria Orgânica;

O&M – Operação e Manutenção;

OD – Oxigénio Dissolvido;

SS – Sólidos Suspensos;

PDSDAMM – Plano Director de Saneamento e Drenagem da Área Metropolitana de Maputo;

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Ciclo urbano da água (Fonte: MARQUES & SOUSA, 2007).....	6
Figura 2.2. Processos que ocorrem numa lagoa anaeróbia. Adaptado de Water Treatment in Sewage Treatment (Fonte: DE SOUSA, 2018).....	14
Figura 2.3. Esquema dos mecanismos depurativos numa lagoa facultativa (Fonte: DO MONTES, DOS SANTOS, & BARREIROS, 2018).....	15
Figura 2.4. . A esquerda: fluxo horizontal; A direito: fluxo vertical. (Fonte: DOTRO, et al., 2017)	23
Figura 2.5. Esquema de uma série de leitos de macrófitas construídas com fluxo vertical (sistema francês) (Fonte: ALBOLD, et al., 2011)	24
Figura 2.6. Padrões gerais de descargas de águas residuais domésticas no meio receptor (Fonte: Decreto 18/2004 – Regulamento sobre Padrões de Qualidade Ambiental e de Emissão de Efluentes).....	26
Figura 4.1. Localização geográfica das Cidades de Maputo e Matola (Fonte: QGIS)	29
Figura 4.2. Distritos Municipais da Cidade de Maputo (Fonte: PDS DAMM)	30
Figura 4.3. Subdivisão em sistemas da área metropolitana de Maputo (Fonte: PDS DAMM)	32
Figura 4.4. Estação de Tratamento de águas residuais de Infulene (Fonte: Google Earth)	33
Figura 4.5. Diagrama de blocos da ETAR do Infulene (Duplicação da ETAR) (Fonte: PDS DAMM, 2016).	34
Figura 4.6. Representação esquemática da rede de funcionamento da ETAR do Infulene (Fonte: Autor)	34
Figura 4.7. Câmara de chegada para elevação de esgoto da ETAR de Infulene (Fonte: Autor)	35
Figura 4.8. Câmara de grades da ETAR de Infulene (Fonte: Autor)	35
Figura 4.9. Lagoa anaeróbia da ETAR de Infulene em construção (Fonte: Autor).....	36
Figura 4.10. Lagoa facultativa da ETAR do Infulene em construção (Fonte: Autor)	37
Figura 4.11. Lagoas de Maturação da ETAR do Infulene em construção (Fonte: Autor).....	37
Figura 4.12. Leitos de Macrófitas da ETAR do Infulene em construção (Fonte: Autor)	38
Figura 5.1. Novos colectores com ligação à ETAR do Infulene (Fase de duplicação) (Fonte: PDS DAMM, 2016).	40

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Características das águas residuais domésticas não tratadas (Metcalf e Eddy, 2003)	9
Tabela 2.2. Valores recomendados para o caudal de infiltração (Fonte: do Montes, et al., 2016)	10
Tabela 2.3. Carga orgânica em lagoas anaeróbias (Adaptado de Mara & Pearson, 1987) (Fonte: do Montes, et al., 2018)	17
Tabela 2.4. Carga orgânica superficial em lagoas facultativas (Adaptado de Mara & Pearson, 1987 e de Mara, 1987) (Fonte: DO MONTES, et al., 2018)	18
Tabela 2.5. Fórmulas para o cálculo da concentração de CBO solúvel no efluente (S). (Fonte: VON SPERLING, 2007)	20
Tabela 2.6. Cargas máximas de projecto para o sistema francês sob condições de tempo seco. Os valores indicados são por metro quadrado de leito em operação (Fonte: DOTRO, et al., 2017)	25
Tabela 4.1. Dados meteorológicos da cidade de Maputo (Cli23)	30
Tabela 4.2. População total projectada segundo distritos, 2017-2019 (Fonte: INE, 2019)	31
Tabela 5.1. Evolução da população servida pela ETAR do Infulene. Fonte: PDS DAMM (2016)	39
Tabela 5.2. Dados de dimensionamento e de verificação das lagoas anaeróbicas	43
Tabela 5.3. Dados de dimensionamento das lagoas facultativas	46
Tabela 5.4. Dados de dimensionamento das lagoas de maturação	50
Tabela 5.5. Dimensões que as lagoas da ETAR de Infulene deviam ter para atender às exigências exigidas para a rega	53

1 INTRODUÇÃO

A história do tratamento de águas residuais (AR) é bem recente, tem pouco mais do que cem anos, datando dos primeiros anos do século XX, quando entraram em operação as primeiras estações de tratamento de águas residuais (ETAR), de que Stahnsdorf, na Alemanha é um exemplo (MÜLLER, 1907 citado por WIESMANN, 2007). O facto de o tratamento de AR ser uma questão tão recente é devido à circunstância de, durante quase toda a história da Humanidade, a evacuação dos excreta humanos ter sido feita por deposição a seco, nos pátios domésticos ou nas ruas dos centros urbanos. Não obstante, existem casos de evacuação dos excreta por via hídrica na Antiguidade, na Idade Média e na Idade Moderna, que constituem exemplos notáveis para a sua época (DO MONTES, et al., 2016).

O problema de tratamento de AR era encarado mais como de higiene do que de saúde pública, pois ainda não se tinha descoberto que a água era um meio de transporte de microorganismos patogénicos, por isso as AR eram conduzidas aos rios mais próximos (DO MONTES, et al., 2016).

Em Moçambique, desde a Independência Nacional, o Governo e os seus parceiros têm vindo a implementar medidas visando a melhoria das condições de abastecimento de água e saneamento das cidades e vilas moçambicanas. Para além de investimentos na infraestruturização, reformas institucionais têm vindo a ser introduzidas visando a melhoria da qualidade e eficiência de prestação de serviços de Água e Saneamento, entre as quais se destacam a aprovação em 1995 da Política Nacional de Águas (posteriormente revista em 2007) e do Quadro da Gestão Delegada-QGD em 1998 (MOPHRH, 2020).

A gestão de águas residuais é uma área problemática pois, são poucas as cidades com alguma infraestruturização para drenagem de águas residuais. Quando existente, são incapazes de responder com eficácia à demanda existente nas várias cidades (e, por conseguinte, responder às metas de cobertura) por razões como a falta de investimento na infraestruturização, a obsolescência dos sistemas, sistemas com capacidade limitada face às demandas, sistemas com abrangência limitada, modelos ineficientes de prestação dos serviços (intermitências, perdas, ligações clandestinas etc.) entre outros.

Nas 11 capitais provinciais e em algumas cidades secundárias como Nacala, Angoche, Moatize, Manica, Gondola, Dondo, Maxixe, Chokwé e Boane é possível de encontrar infraestruturas para drenagem de águas residuais incapazes de responder á demandas, exceptuando as cidades de Quelimane, Beira, Maputo, Xai-Xai, Maxixe e Chokwé, onde as respectivas redes

beneficiaram de intervenções recentes (pós-independência), nas restantes cidades os sistemas existentes (principalmente as redes de colectores) datam do período colonial.

Do ponto de vista de soluções colectivas, redes de drenagem de águas residuais que as cidades que possuem não servem a toda população, sendo Nampula (servindo cerca de 2% da população da urbe), Tete (6%), Beira (11%), Quelimane (2%), Xai-Xai (1%), Chockwé (6%) e Maputo (11%). Destas, somente as cidades de Maputo e Beira têm as respectivas redes ligadas a uma Estação de Tratamento de Águas Residuais - ETAR (MOPHRH, 2020). Nas restantes, os efluentes são lançados para o meio receptor sem qualquer tipo de tratamento.

Na cidade de Maputo, salientam-se dois tipos de infraestruturas de drenagem e saneamento: valas a céu aberto, para escoamento de caudais pluviais e colectores enterrados, que dependendo da situação, escoam efluentes domésticos, pluviais ou ambos (sistemas separativos, pseudo-separativos, mistos e sistemas unitários).

O funcionamento da rede é na sua maioria, de montante para jusante, no sentido gravítico, existindo apenas duas estações elevatórias que conduzem uma parte das águas residuais para a ETAR situada no vale do Infulene que é o objecto do presente estudo. As restantes águas residuais são direccionados para a Baía de Maputo, através de vários emissários, nomeadamente nos bairros da Ponta Vermelha, Polana e Baixa da Cidade (Engidro, Hidra, Aquapor, 2015 citado por JANE, 2017).

As águas residuais não direccionadas para a ETAR, são tratadas pelas fossas sépticas e depois é que são lançadas na rede de esgoto para, por fim, serem descarregados na Baía ou nos lençóis freáticos através de drenos no solo. Nas zonas periféricas e periurbanos, densamente povoados, e compostas pelo tipo de habitação precária, que não dispõem de redes de drenagem, a população é servida por soluções de saneamento local. Existem valetas construídas pelos moradores que conduzem as águas residuais e descarregam para as vertentes naturais.

1.1 Delimitação do tema

O presente trabalho tem como foco a análise da capacidade de tratamento de Águas Residuais (AR) da fase secundária e terciária da Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) do Infulene, após os trabalhos de reabilitação e duplicação do sistema de lagunagem. O objectivo é determinar se esta ETAR será capaz de tratar eficazmente as águas residuais provenientes das

idades de Maputo e Matola, garantindo a melhoria da saúde pública e evitando impactos negativos no meio receptor.

1.2 Justificativa

Com os trabalhos de expansão dos sistemas de drenagem de águas residuais da Cidade de Maputo e a implantação de novos sistemas na cidade da Matola, conforme previsto no Plano Director de Saneamento de Drenagem da Área Metropolitana de Maputo (PDSDAMM), é esperado um aumento significativo no caudal afluente à ETAR de Infulene. Dado que os efluentes tratados na ETAR são descarregados no rio Infulene, que, por sua vez, é utilizado para irrigação, é crucial garantir que essa prática não resulte em impactos negativos no meio ambiente e na saúde pública, devido à exposição a poluentes presentes no afluente da ETAR de Infulene.

1.3 Problemática

De acordo com PSDAMM, a ETAR de Infulene foi originalmente projectada em 1984 pela DHV Consulting Engineers para atender a uma população de 90.000 habitantes e entrou em funcionamento em 1987. Foi concebida para tratar as águas residuais dos bairros da Polana Cimento, Coop, Malhangalene e Sommershield, por meio de uma rede de esgotos que percorre a Avenida Joaquim Chissano. Inicialmente, o esquema de tratamento consistia em uma obra de entrada, com dois canais paralelos equipados com grades de limpeza manual, e em duas lagoas anaeróbias e duas lagoas facultativas, operando em paralelo.

Actualmente, a ETAR não está a funcionar em plena capacidade devido ao facto de que as estações elevatórias, responsáveis por elevar uma parte significativa do influxo de águas residuais da cidade de Maputo, não estão a operar. Como resultado, apenas uma pequena fração do caudal total de águas residuais domésticas, descarregadas na rede de esgotos, está a ser encaminhada para a ETAR de Infulene. As águas residuais não tratadas estão a ser descarregadas gravitacionalmente na Baía. Além do tratamento de águas residuais, a ETAR de Infulene também está a ser usada para o despejo de lamas fecais colectadas de fossas sépticas nas regiões de Maputo e Matola.

O PSDAMM (2016), apresentou a proposta de pôr em funcionamento as estações elevatórias, de modo a permitir que as águas sejam conduzidas à ETAR de Infulene por meio de um novo

emissário que será implantado no lado norte ao longo da Avenida Joaquim Chissano. Também está prevista a construção de um sistema de drenagem de águas residuais domésticas no Município da Matola, que encaminhará o escoamento das águas residuais domésticas produzidas para a ETAR de Infulene. O futuro sistema da Matola deverá colectar águas residuais dos bairros da Liberdade, Fomento, Matola B, Matola F, Matola G, Matola H e parte dos bairros Sikawana, Matola A, Matola C, Matola D, Matola J, Mussumbuluco, Bunhiça, Machava Sede, Trevo e Tsalala.

Relativamente à ETAR de Infulene, o Plano Director de Saneamento propõe três fases de intervenção:

1. **Reabilitação da ETAR existente e duplicação do sistema de lagunagem:** Isso inclui a construção de uma nova obra de entrada com elevação dos caudais afluentes e a construção de uma linha de tratamento de lamas fecais.
2. **Intensificação do sistema de tratamento:** Isso envolve o arejamento das lagoas facultativas e a construção de lagoas de decantação a jusante.
3. **Construção de uma nova ETAR em terrenos adjacentes quando a capacidade da ETAR for excedida:** Isso pode incluir uma solução de tratamento intensivo, como tratamento biológico por lamas activadas. Nesta fase, também pode ser considerada a conversão do sistema de lagunagem, especialmente das lagoas facultativas, em lagoas de maturação, para assegurar a desinfecção do efluente da ETAR.

Ainda segundo o PDSM (2016), a transição entre as fases de intervenção mencionadas anteriormente depende da evolução urbanística, da melhoria nos níveis de serviço e da expansão da rede de colectores, sem a necessidade de estar vinculada a um horizonte de projecto definido. É importante destacar que a fase 1 está actualmente em execução. No entanto, foi proposto que, em vez de duplicar as lagoas facultativas, sejam adicionadas às etapas de tratamento as lagoas de maturação e os leitos de macrófitas.

Diante das situações descritas acima, relacionadas à evolução dos serviços e à expansão da rede de colectores, e considerando que a ETAR de Infulene está actualmente na fase de duplicação, surge a necessidade de determinar se a ETAR de Infulene terá capacidade para tratar todas as águas que lhe são encaminhadas. Portanto, a seguinte questão se coloca:

- **Será que a ETAR de Infulene terá capacidade de encaixe dos efluentes provenientes das cidades de Maputo e Matola, previstos nas fases de reabilitação**

e duplicação do sistema de lagunagem, de modo a que o processo de tratamento de águas residuais ocorra de forma sustentável e que garanta a melhoria ou manutenção da saúde pública?

1.4 Formulação de Hipóteses

- **Hipótese Básica:** Após a implementação das propostas referidas na fase 1, a ETAR de Infulene terá capacidade suficiente para tratar as águas residuais provenientes das Cidades de Maputo e Matola;
- **Hipótese Secundária:** Após a implementação das propostas referidas na fase 1, a ETAR de Infulene não terá capacidade suficiente para tratar as águas residuais provenientes das Cidades de Maputo e Matola;

1.5 Objectivos

1.5.1 Objectivo geral

- Avaliar a capacidade de tratamento da ETAR de Infulene após a reabilitação e duplicação do sistema de lagunagem.

1.5.2 Objectivos específicos

- Caracterizar as águas residuais da cidade de Maputo e Matola;
- Estimar os caudais afluentes á ETAR de Infulene provenientes das cidades de Maputo e Matola;
- Apresentar valores limites de descarga dos principais poluentes em AR destinadas a rega;
- Fazer uma análise comparativa da qualidade do efluente da ETAR do Infulene antes e depois dos trabalhos de duplicação da fase líquida;

2 REVISÃO LITERÁRIA

2.1 Origem das águas residuais

2.1.1 Ciclo urbano das águas

Através da utilização que o ser humano faz da água, ao longo do tempo, foram introduzidas alterações nos mecanismos básicos do ciclo hidrológico. Como resultado dessas acções, surgiu o conceito do ciclo "urbano" da água (Figura 2.1). Esse ciclo está intrinsecamente ligado à captação de água, seja de fontes superficiais ou subterrâneas, ao seu subsequente tratamento em estações de tratamento de água (ETA) e à distribuição para diversos utilizadores, incluindo áreas residenciais, comércio, serviços e indústria (MARQUES & SOUSA, 2007).

A qualidade da água sofre alterações após sua utilização, tornando essencial o tratamento adequado das águas residuais em Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR's). O objectivo desse tratamento é restaurar, pelo menos parcialmente, os padrões iniciais de qualidade da água. Posteriormente, a descarga das águas tratadas no meio receptor natural é uma prática que minimiza significativamente a perturbação ambiental. Isso permite que o meio ambiente regenere naturalmente a qualidade inicial do recurso hídrico (MARQUES & SOUSA, 2007).

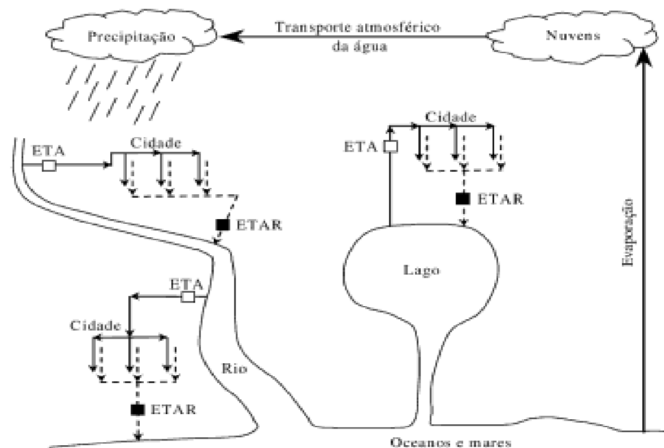


Figura 2.1. Ciclo urbano da água (Fonte: MARQUES & SOUSA, 2007)

2.1.2 Águas Residuais Urbanas

O "uso" e o "consumo" de água são considerados os elementos chave para a definição do conceito de água residual (SINCERO & SINCERO, 2002), sendo a análise da sua origem feita em termos quantitativos (caudais) e qualitativos (características físicas, químicas e biológicas), (LIU & LIPTÁK, 2000).

As águas residuais resultam das várias utilizações da água para consumo humano, podendo ser classificadas como domésticas, industriais e infiltração/escorrências, de acordo com as diferentes utilizações que lhes deram origem (LEVY, 2008).

- **Águas residuais domésticas** – as águas residuais de serviços e de instalações residenciais, essencialmente provenientes do metabolismo humano e de actividades domésticas. São também compostas por água residual proveniente de comércio (ex.: lojas, restaurantes), instituições estatais (ex.: escolas, hospitais) e de recreio.
- **Águas residuais industriais** – as águas residuais provenientes de qualquer tipo de actividade que não possam ser classificadas como águas residuais domésticas nem sejam águas pluviais; Pode em algumas situações, ter uma expressão significativa nas características das águas residuais, sendo a sua caracterização um processo complexo, dada a vasta gama de indústrias existentes.
- **Infiltração/escorrências** - não é propriamente considerada descarga, ocorrendo em consequência da existência das redes de drenagem, sendo definidas como a água que influi no sistema de uma forma directa ou indirecta. Ocorre através da entrada de água subterrânea, por rupturas ou fissuras no sistema de drenagem. As escorrências resultam das águas que influem aos sistemas de drenagem de uma forma não controlada, em qualquer ponto da rede que permita a sua entrada, o que acontece normalmente após os fenómenos precipitação.

2.1.3 Principais características

As águas residuais são geralmente definidas, de acordo com as suas características físicas, químicas e biológicas. As características físicas englobam a cor, cheiro, temperatura, sólidos. As características químicas estão divididas em orgânicas (carboidratos, proteínas, óleos e gorduras, detergentes, pesticidas, fenóis, compostos voláteis, e poluentes prioritários) e inorgânicos (alcalinidade, cloretos, metais pesados, azoto, fósforo, pH, enxofre e poluentes prioritários), e quanto às características biológicas temos os animais, as plantas, as bactérias e os vírus (DO MONTES, et al., 2018).

Dentro das características físicas, a temperatura é um dos parâmetros mais influentes no processo de tratamento das águas residuais, uma vez que condiciona ou regula muitos dos outros parâmetros (FERREIRA, 2021).

Um critério bastante utilizado para quantificar a carga poluente de uma água residual é o teor de sólidos totais (ST), que comportam essencialmente dois tipos de sólidos: os sólidos

dissolvidos totais (SDT), que devido à sua reduzida dimensão ($< 0,45 \mu\text{m}$) permanecem na água mesmo após filtração, e os sólidos suspensos totais (SST), que representam a matéria sólida retida por filtração. Vários factores podem influenciar a percentagem relativa da carga poluente entre os SDT e SST, nomeadamente o pH, que pode alterar a capacidade de sorção das partículas e/ou promover a sua precipitação/dissolução, e que influencia o modo de funcionamento dos tratamentos físico-químicos e biológicos (SOARES, 2019).

Para além das características químicas mencionadas anteriormente, existem outras de elevada importância, como a condutividade elétrica, o potencial redox, a quantidade de oxigénio dissolvido e a carência química e bioquímica do oxigénio (CQO e CBO respectivamente), estes últimos explicados asseguir.

A matéria orgânica é o principal poluente das águas residuais. Assim sendo, essa matéria é medida através dos parâmetros CBO e CQO. Estes referem-se à medida da carência de oxigénio tanto químico (quantidade de oxigénio que pode ser consumido por reacções químicas, sendo assim possível medir a quantidade de material orgânico presente numa amostra) como bioquímico (quantidade de oxigénio dissolvido necessário para que os microrganismos aeróbios presentes digiram a matéria orgânica presente numa amostra de água residual) (DO MONTES, et al., 2016).

As águas contêm grandes quantidades de microrganismos – bactérias, algas, protozoários, fungos, vírus e até crustáceos – a grande maioria dos quais é inofensiva para o Homem. Porém, alguns microrganismos são patogénicos e a sua presença na água faz desta um veículo privilegiado, sendo a causa de elevadas taxas de mortalidade nos países subdesenvolvidos, principalmente na população infantil. Estes tipos de microrganismos presentes nas águas residuais domésticas e industriais provêm das excreções (fezes e urina) do Homem como de animais, provenientes de matadouros e indústrias agropecuárias (FERREIRA, 2021).

São apresentadas na Tabela 2.1 as principais características das águas residuais, concretamente as águas residuais domésticas.

Tabela 2.1 Características das águas residuais domésticas não tratadas (Metcalf e Eddy, 2003)

Contaminante	Unidades	Concentração		
		Fraca	Média	Forte
Sólidos totais (ST)	mg L ⁻¹	350	720	1200
Sólidos dissolvidos totais	mg L ⁻¹	250	500	850
Sólidos dissolvidos fixos	mg L ⁻¹	145	300	525
Sólidos dissolvidos voláteis	mg L ⁻¹	105	200	325
Sólidos suspensos (SS)	mg L ⁻¹	100	220	350
Sólidos suspensos fixos	mg L ⁻¹	20	55	75
Sólidos suspensos voláteis	mg L ⁻¹	80	165	275
Sólidos sedimentáveis	mg L ⁻¹	5	10	20
Carência bioquímica de oxigénio, 5 dias 20° C (CBO ₅)	mg L ⁻¹	110	220	400
Carbono orgânico total (TOC)	mg L ⁻¹	80	160	290
Carência química de oxigénio (CQO)	mg L ⁻¹	250	500	1000
Azoto total	mg L ⁻¹	20	40	85
Azoto orgânico	mg L ⁻¹	8	15	35
Azoto amoniacal	mg L ⁻¹	12	25	50
Nitritos	mg L ⁻¹	0	0	0
Nitratos	mg L ⁻¹	0	0	0
Fósforo total	mg L ⁻¹	4	8	15
Fósforo orgânico	mg L ⁻¹	1	3	5
Fósforo inorgânico	mg L ⁻¹	3	5	10
Cloretos	mg L ⁻¹	30	50	100
Sulfatos	mg L ⁻¹	20	30	50
Alcalinidade (em CaCO ₃)	mg L ⁻¹	50	100	200
Gorduras	mg L ⁻¹	50	100	150
Coliformes fecais	Nº 100 mL ⁻¹	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compostos orgânicos voláteis (COV)	µg L ⁻¹	<100	100-400	>400

2.1.3.1 Caudais de dimensionamento

➤ Caudal médio

Uma ETAR é dimensionada para assegurar capacidade de tratamento do caudal previsto para o seu horizonte de projecto (hp), que, não sendo conhecido, tem que ser estimado de forma fiável (DO MONTES, et al., 2016).

Segundo DO MONTES, et al., (2016) a estimativa de caudal baseia-se em dados “históricos”, obtidos nos últimos anos por medição de caudal no sistema de drenagem ou à entrada da ETAR. Quando tal não é possível, a estimativa do caudal no horizonte do projecto é determinada com base na análise da tendência de evolução da população e da capitação de produção de AR no aglomerado em estudo ou em aglomerados semelhantes.

Na ausência de dados históricos obtidos por medição de caudal e da capitação de produção de AR, o Decreto 30/2003 permite a estimativa de caudais baseando-se no conhecimento dos consumos de água, que podem ser obtidos a partir dos registos dos serviços de exploração do

sistema de abastecimento de água, quando existem, ou através da captação de água para o abastecimento, sendo afectados de um coeficiente de afluência à rede.

O caudal médio de AR afluente a uma ETAR é estimado pela expressão 2.1.

$$Q_{méd} = pop \times Cap_{água} \times Coef_{afl} + Q_{Inf} + Q_{Ind} \quad (2.1)$$

Em que:

$Q_{méd}$ – caudal médio de AR;

Pop – população;

Cap_{água} – captação de consumo de água;

Q_{inf} – caudal de infiltração;

Q_{ind} – caudal médio de ARI descarregadas na rede de drenagem.

Coef_{afl} – caudal médio de ARI descarregadas na rede de drenagem;

Como orientação geral (AdP, 2003 b), citado por DO MONTES, et al., 2016), indica-se na Tabela 2.2 a percentagem do caudal médio diário recomendada para estimativa do caudal de infiltração a considerar no dimensionamento dos sistemas de drenagem.

Tabela 2.2. Valores recomendados para o caudal de infiltração (Fonte: do Montes, et al., 2016)

Rede de drenagem	Terrenos arenosos		Terrenos rochosos	
	Litoral	Interior	Litoral	Interior
(% caudal médio)				
A construir	30	20	20	10
Recente	40	30	30	20
Antiga	50	40	40	30

2.2 Tratamento das Águas residuais Urbanas

O tratamento das águas residuais apresenta duas fases diferenciadas de tratamento: uma corresponde ao tratamento da **fase líquida**, cujo objectivo é o tratamento da água residual de forma a cumprir as condições exigidas na licença de descarga, para posterior rejeição no meio receptor; a outra corresponde ao tratamento da **fase sólida**, em que é dado tratamento adequado aos sólidos removidos da água residual na fase líquida. Este tratamento poderá ser efectuado

por processos de natureza física, química e biológica, estando dividido e organizado em diversas operações que estabelecem os vários níveis de tratamento: **preliminar, primário, secundário e terciário** (que correspondem a fase líquida) e **tratamento da fase sólida** (METCALF & EDDY, 2003).

2.2.1 Fase líquida

A escolha de um sistema de tratamento é limitada por diversos factores, como as características quantitativas e qualitativas das águas residuais, a localização do sistema e os valores-limite de emissão dos efluentes da ETAR que se pretendem, em função da qualidade da água do meio receptor onde será descarregada a água residual tratada.

➤ Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar, designado também por pré-tratamento, é constituído por um conjunto de operações, realizadas por equipamentos mecânicos ou por acções da natureza (acção da força gravítica). Os principais objectivos são a remoção de sólidos grosseiros (usualmente por gradagem, com ou sem trituração dos retidos) e a remoção de areias (efectuada em desarenadores) de modo a garantir as condições de escoamento do projecto no interior da ETAR e proteger os processos a se desenvolverem a jusante da obra de entrada E (DE SOUSA, 2016).

➤ Tratamento Primário

O tratamento primário tem como objectivos a remoção de uma percentagem significativa dos sólidos sedimentáveis em suspensão e cumulativamente a redução da carga orgânica do efluente à entrada do tratamento secundário. Os processos e operações utilizados no tratamento primário são (METCALF & EDDY, 2003): **pré-arejamento, coagulação, mistura e floculação, decantação e flotação.**

O efluente clarificado resultante deste processo, segue para o tratamento secundário, e os sólidos removidos geram uma lama, denominada lama primária (TILLMAN, 1992).

➤ Tratamento secundário

Após a decantação primária, a carga do efluente em termos de CBO₅ (carência bioquímica de oxigénio) e em SST (sólidos suspensos totais) ainda é normalmente elevada, tendo o tratamento secundário como o principal objectivo, a redução dessa carga poluente. Entre os vários processos disponíveis para o tratamento secundário das águas residuais, os de natureza

biológica (**filtros percoladores, as lamas activadas e as lagoas de oxidação ou de estabilização**) são os mais utilizados por ser uma alternativa de tratamento económica e muito eficiente na degradação de matéria orgânica de efluentes biodegradáveis, (PINHEIRO, 2011).

➤ **Tratamento terciário**

O tratamento terciário, também denominado de tratamento avançado, tem como objectivo melhorar a qualidade do efluente proveniente do tratamento secundário. Sendo assim, esta etapa será obrigatória sempre que o efluente proveniente do tratamento secundário não respeitar as disposições legais exigidas para a sua descarga no meio receptor. Esta etapa poderá recorrer aos seguintes processos: remoção de nutrientes, a filtração e desinfecção (DE SOUSA, 2016).

2.2.2 Lagoas de Estabilização

As lagoas de estabilização, também designadas de diques de terra, são tanques de grandes dimensões com pequena profundidade em que a água residual bruta permanece durante o tempo suficiente para que ocorra a depuração. Ou seja, este tipo de tratamento tem como objectivo transformar o efluente bruto (a matéria orgânica) num efluente com qualidade suficiente para que seja descarregado no meio ambiente, através de processos bioquímicos e naturais (DE SOUSA, 2016).

De um modo geral, os processos envolvem a presença de algas e bactérias, sendo que as algas produzem oxigénio libertado através da fotossíntese, posteriormente utilizado pelas bactérias aeróbicas (respiração). Desta forma as bactérias consomem a matéria orgânica presente no efluente bruto (DO MONTES, et al., 2018).

2.2.3 Tipologias de lagoas de estabilização

O tratamento de AR em lagoas de estabilização aparenta ser um processo biológico de biomassa suspensa simples, porém a ecologia da sua biomassa é mais complexa do que de outros processos de tratamento biológico convencionais (Por exemplo: lamas activadas) (DO MONTES, et al., 2018). Daí a dificuldade de encontrar um único critério de classificação para definir a tipologia das lagoas de estabilização. A consideração dos diferentes critérios permite cobrir todos os tipos de lagoas, conforme seguidamente listado:

O critério mais usual classifica as lagoas de estabilização segundo a natureza predominante das reacções de degradação da MO em (DO MONTES, et al., 2018):

- **Lagoas anaeróbias** – a elevada carga orgânica é estabilizada por processos anaeróbios e as lamas formadas pela sedimentação dos SS são estabilizadas anaerobiamente.
- **Lagoas aeróbias** – contêm oxigénio dissolvido (OD) ao longo de toda a profundidade do líquido (produzido, em grande parte, pelas microalgas) e onde os poluentes orgânicos são estabilizados aerobiamente.
- **Lagoas facultativas** – onde se distingue uma zona superior aeróbia, uma zona anaeróbia no fundo e a zona intermédia, povoada por bactérias facultativas, em que a concentração de oxigénio dissolvido determina a fronteira entre as condições aeróbias e as anaeróbias. De entre as lagoas facultativas é possível distinguir dois tipos:
 - **Lagoas facultativas primárias** – recebem AR brutas, submetidas apenas a gradagem;
 - **Lagoas facultativas secundárias** – o afluente já passou por uma decantação dos SS, geralmente numa lagoa anaeróbia precedente.

Alguns autores consideram que, em rigor, não existem lagoas aeróbias, pois sempre existe a camada de sedimentos no fundo em anaerobiose.

- **Lagoas de maturação** – são um tipo de lagoa facultativa que objetiva a remoção de nutrientes e organismos patogênicos, apesar de conseguir remover ainda uma pequena parcela de MO; De modo geral, eles são removidos a partir de condições específicas de pH, temperatura e irradiação solar; São dimensionadas para ter grande área de exposição solar.

Estes diferentes tipos de lagoas são normalmente combinados em série. Deste modo, nas aplicações práticas destes sistemas cada série de lagoas começa normalmente com uma lagoa anaeróbia, seguida de uma lagoa facultativa e, dependendo da qualidade do efluente solicitada, seguida de uma ou mais lagoas de maturação ou alternativas como leitos de macrófitas ou filtros rochosos (BAZ, et al., 2008).

Outro critério, muito seguido em França (Alexandre et al. (1998) citado por DO MONTES, et al., 2018), classifica as lagoas consoante a dimensão da flora em: **Lagoas de macrófitas** (Leitos de Macrófitas) e **Lagoas compostas**.

2.2.3.1 Lagoas anaeróbias

As lagoas anaeróbias são por norma a primeira etapa de tratamento num sistema de tratamento de águas residuais por lagunagem, sendo utilizadas como bacia de sedimentação para efluentes brutos (ou depois de passarem por etapa de pré-tratamento) (Cheng, D., 2016).

A profundidade deste tipo de lagoas varia normalmente entre os 2 e os 5 m, recebendo elevadas cargas orgânicas com tempos de retenção reduzidos, fazendo com que não haja praticamente qualquer oxigénio dissolvido no sistema e por consequência pouca ou nenhuma quantidade de algas (DO MONTES, et al., 2018). A remoção de CBO₅ nestas lagoas é alcançado através da sedimentação dos sólidos suspensos e da sua consequente digestão anaeróbia na camada de lamas que se origina no fundo da bacia. No fundo, são sistemas que funcionam como tanques sépticos (MARA, D., 2003).

Na Figura 4 é possível observar a representação de uma lagoa anaeróbia e os processos que nela ocorrem:

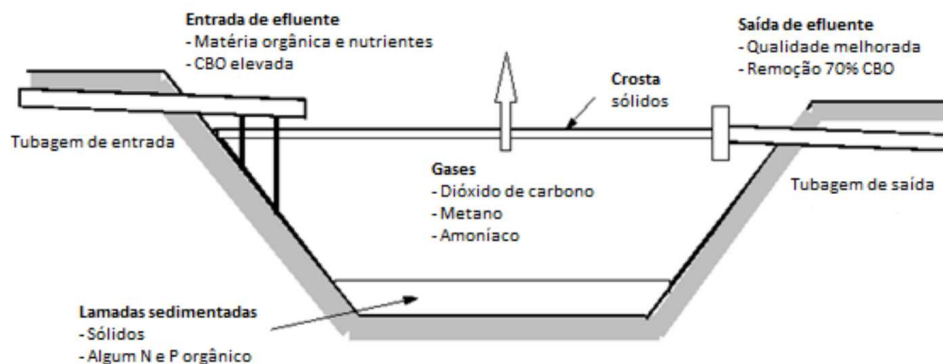


Figura 2.2. Processos que ocorrem numa lagoa anaeróbia. Adaptado de Water Treatment in Sewage Treatment (Fonte: DE SOUSA, 2018)

2.2.3.2 Lagoas facultativas

As lagoas facultativas são o tipo mais comum de lagoa no tratamento de esgoto municipal, podendo ser designadas de lagoas de oxidação ou lagoas fotossintéticas. A sua profundidade deve permitir a penetração da luz solar, para melhorar o arejamento da lagoa por fotossíntese (DO MONTES, et al., 2018). Usualmente a profundidade varia entre 1 e 2,5 m (em determinados casos podem atingir profundidades superiores) e o seu tempo de retenção pode variar entre 15 e 45 dias em climas quentes ou entre 90 e 180 em climas frios (SPELLMAN, 2014).

Resultado da sua profundidade e carga orgânica aplicada, desenvolvem-se três zonas tróficas dinâmicas nestas lagoas, consoante a concentração de oxigénio dissolvido durante o período diário (Figura 2.3). Na zona mais próxima da superfície da lagoa dominam as condições aeróbias, sendo promovidos processos de tratamento que controlam a libertação de odores e a remoção de nutrientes e CBO_5 . Na zona mais próxima da base da lagoa predominam as condições anaeróbias, com processos fermentativos como a digestão de lamas, desnitrificação e alguma remoção de matéria orgânica (CBO_5). Na camada compreendida entre ambas se localiza uma zona facultativa (CHENG, D., 2016).

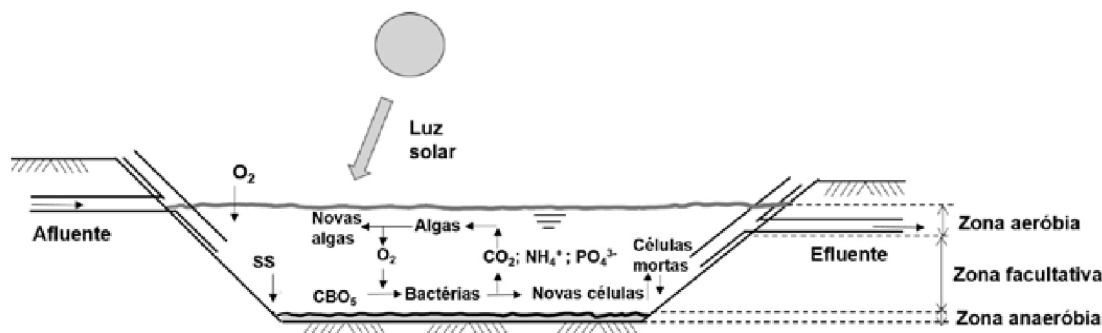


Figura 2.3. Esquema dos mecanismos depurativos numa lagoa facultativa (Fonte: DO MONTES, DOS SANTOS, & BARREIROS, 2018)

2.2.3.3 Lagoas de Maturação

Nas lagoas de maturação continuam a ocorrer os mesmos mecanismos depurativos das lagoas facultativas, porém, o facto de o afluente ser já bastante pré-tratado, faz com que a actividade fotossintética seja bastante intensa, com acentuada subida do pH do líquido, o que conjugado com o poder germicida da radiação UV do espectro solar expõe os patógenos a condições adversas e diferentes do seu habitat intestinal, potenciando o decaimento de microrganismos patogénicos (DO MONTES, et al., 2018).

Quanto menos profundas, mais eficientes estas lagoas são na remoção de bactérias fecais e vírus, uma vez que a penetração da luz solar é maior. São, portanto, sistemas apropriados em climas quentes com uma elevada exposição solar (DE SOUSA, 2018).

Embora a remoção de CBO_5 , sólidos suspensos e nutrientes como o fósforo e o azoto seja relativamente lenta, num sistema de lagoas de estabilização de águas residuais devidamente dimensionado (lagoa anaeróbia, seguida de lagoa facultativa, seguida de uma ou mais lagoas de maturação), as percentagens cumulativas de remoção dos componentes mencionados são usualmente elevadas (DE SOUSA, 2018).

2.3 Dimensionamento de sistemas de lagoas de estabilização

2.3.1 Eficiência do tratamento de AR em sistemas de lagunagem

Sendo um processo de tratamento natural, dependente da temperatura e da insolação locais, a eficiência do tratamento de AR em lagoas de estabilização é variável consoante o local e a época do ano. Não obstante, um sistema de lagunagem bem dimensionado atinge facilmente elevados valores de remoção de poluentes (MARA & PEARSON, 1998):

- eficiência de remoção de CBO_5 superior a 90 %;
- a remoção de SS é aparentemente mais baixa, visto o efluente conter elevada concentração de microalgas;
- a remoção de nutrientes pode atingir 70 – 90 % para o azoto total e 30 – 45 % para o fósforo total;
- a redução de 10^8 CF/100 mL para 10^3 CF/100 mL é de fácil obtenção.

2.3.2 Dimensionamento de lagoas anaeróbicas

A temperatura é o principal factor a considerar no dimensionamento de lagoas anaeróbicas, pois abaixo de 10 °C as bactérias acidogénicas inibem a sua actividade, o mesmo sucedendo abaixo de 15 °C para as bactérias metanogénicas (DO MONTES, et al., 2018).

O dimensionamento deve ser conservativo, ou seja, deve ser válido para as condições mais desfavoráveis, o que em termos de temperatura, corresponde á temperatura média do mês mais frio (DO MONTES, et al., 2018).

O tempo de retenção varia um pouco mediante os autores considerados, embora, habitualmente, se verifiquem valores entre 3 a 6 dias, o que conjugado com o facto de as lagoas anaeróbicas serem bastante profundas, faz com que uma boa parte da carga poluente seja removida neste tipo de lagoas, a primeira do sistema, possibilitando assim uma minimização da área necessária para a implantação do sistema de lagunagem (DE SOUSA, 2018).

O cálculo do tempo de retenção hidráulico é determinado, através da Expressão 2.2.

$$t_{RH} = \frac{V}{Q} \quad (2.2)$$

Em que:

t_{RH} – tempo de retenção hidráulico em dias;

V – volume da lagoa em m^3 ;

Q – caudal de saída da lagoa m³/s;

Uma lagoa anaeróbica é, não só um reactor biológico, mas também um decantador e um digestor de lamas. Sendo um tanque profundo, o seu dimensionamento baseia-se na determinação da carga orgânica por unidade de volume, enquanto que nas lagoas facultativas, muito menos profundas, o dimensionamento assenta na carga orgânica aplicada por unidade de superfície. A tabela asseguir apresenta expressões para calcular o valor da carga orgânica volúmica que pode ser depurada numa lagoa anaeróbia em função da temperatura (DO MONTES, et al., 2018).

Tabela 2.3. Carga orgânica em lagoas anaeróbias (Adaptado de Mara & Pearson, 1987) (Fonte: do Montes, et al., 2018)

Temperatura de dimensionamento (°C)	Eficiência de remoção de CBO ₅ (%)	Carga orgânica volúmica (g CBO ₅ /(m ³ d))
T ≤ 10	40	100
10 ≤ T < 20	2T + 20	20T - 100
T > 20	60	300

É definido, habitualmente, um limite inferior para este parâmetro na ordem dos 0.10 kg/m³d, de modo a serem asseguradas condições anaeróbias na unidade, e um limite superior na ordem dos 0.35 kg/m³d, de forma a serem evitados problemas relacionados á odores (DE SOUSA, 2018).

O volume da lagoa é calculado de acordo com a expressão 2.6, a partir da qual, e escolhido um valor para a profundidade do líquido, se calcula a área útil.

$$V_{an} = \frac{S_0 Q}{C_{org.vol.}} \quad (2.3)$$

Em que:

V_{an} – volume útil da lagoa anaeróbica (m³);

S₀ – concentração das AR afluentes em CBO₅ (g/m³);

Q – caudal afluente em (m³/d);

$C_{org\ vol}$ – carga orgânica volúmica (g CBO₅/ (m³ d));

2.3.3 Dimensionamento de lagoas facultativas

Os principais parâmetros para o projecto de lagoas facultativas são: **carga orgânica superficial, profundidade da lagoa, tempo de retenção, geometria da lagoa** (relação comprimento/largura) (VON SPERLING, 2007).

O tempo de retenção não é um parâmetro directo de projecto, mas um parâmetro de verificação (resultante da determinação do volume da lagoa). O critério do tempo de retenção está associado ao tempo necessário para que os microrganismos estabilizem a matéria orgânica no reactor (lagoa). Assim, o tempo de retenção está relacionado com a actividade da bactéria (VON SPERLING, 2007).

A carga orgânica superficial é o principal critério de projecto para lagoas facultativas. É baseado na necessidade exposição à luz do sol na lagoa, para que ocorra a fotossíntese. O objectivo de garantir a fotossíntese e o crescimento de algas é o de assegurar a produção de oxigénio suficiente para suprir a demanda. Assim, o critério da carga orgânica superficial está associado à necessidade do oxigénio para a estabilização da matéria orgânica. Portanto, a carga orgânica superficial está relacionada com a actividade das algas e o equilíbrio entre a produção de oxigénio e consumo (VON SPERLING, 2007).

Diversas expressões empíricas têm sido apresentadas para correlacionar a carga orgânica superficial ($C_{org, sup}$) que pode ser tratada numa lagoa facultativa em função da temperatura T. Na Tabela 2.4 apresentam-se algumas das expressões mais recomendadas, destacando-se a última expressão, por ser mais abrangente quanto à temperatura a considerar (ANGELAKIS et al., 2001).

Tabela 2.4. Carga orgânica superficial em lagoas facultativas (Adaptado de Mara & Pearson, 1987 e de Mara, 1987) (Fonte: DO MONTES, et al., 2018)

Temperatura de dimensionamento (°C)	Carga orgânica superficial (kg CBO ₅ /(ha d))
$T < 10$	$C_{org\ sup} = 100$
$10 \leq T < 20$	$C_{org\ sup} = 10T$
$T \geq 20$	$C_{org\ sup} = 50 (1.072)^T$
$T > 10$	$C_{org\ sup} = 350 (1.107 - 0.002T)^{T-25}$

Uma vez determinada a carga orgânica superficial, a área da lagoa pode ser calculada pela expressão 2.11 (DO MONTES, et al., 2018).

$$A_f = \frac{S_0 Q}{C_{org,sup.}} \quad (2.4)$$

Em que:

A_f – área (útil) da lagoa facultativa (m^2);

S_0 – concentração das AR afluentes em ($g\ CBO_5/m^3$);

Q – Caudal afluente em (m^3/d);

$C_{org\ vol}$ – carga orgânica volúmica ($g\ CBO_5/(m^3\ d)$);

2.3.3.1 Estimativa da concentração de CBO do efluente

➤ Influência do regime hidráulico

A remoção de CBO é uma reacção de primeira ordem (em que a taxa de reacção é directamente proporcional à concentração do substrato). Nessas condições, o regime hidráulico do reator (lagoa) influencia na eficiência do sistema (DO MONTES, et al., 2018).


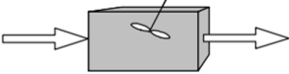
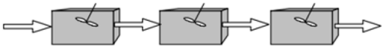
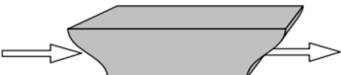
Embora a cinética de remoção de CBO seja a mesma nos diferentes regimes hidráulicos, a concentração de CBO no efluente varia. De acordo com a cinética de primeira ordem, a taxa de remoção de CBO é maior quanto maior for a concentração de CBO no meio. Este aspecto tem grande implicação no desempenho do reator, conforme visto a seguir (VON SPERLING, 2007):

- **reator contínuo de escoamento em êmbolo, em pistão ou tubular** (*plug flow, na terminologia de língua inglesa*) – reatores em que há alta concentração de CBO (por exemplo, próximo à entrada), a taxa de remoção é maior neste ponto. A variação de concentração de um constituinte é constante em qualquer ponto de uma secção transversal ao escoamento, mas varia ao longo do reator, à medida que as AR se deslocam. Este tipo de fluxo é reproduzido em tanques longos com uma grande relação comprimento-largura, em que a dispersão longitudinal é mínima. São reatores idealizados, uma vez que a ausência completa de dispersão longitudinal é difícil de obter na prática.
- **reator contínuo de mistura completa** (*CSTR – continuous stirred tank reactor, na terminologia de língua inglesa*) – caracterizado por uma mistura perfeita, de modo que

a concentração de qualquer constituinte do líquido é idêntica em qualquer ponto dentro do reator e igual à do efluente à saída do reator. As baixas concentrações prevalentes no reator levam a uma menor eficiência de remoção de CBO. E são predominantemente quadrados. Os reatores de mistura completa são reatores idealizados, uma vez que a dispersão total e idêntica é difícil de obter na prática.

- **Reator de fluxo disperso** - o fluxo disperso ou arbitrário é obtido em qualquer reator com um grau intermediário de mistura entre os dois extremos idealizados de fluxo contínuo e mistura completa. Na realidade, a maioria dos reatores apresenta condições de fluxo disperso. No entanto, devido à maior dificuldade na sua modelação, o padrão de escoamento é frequentemente representado por um dos dois modelos hidráulicos idealizados.

Tabela 2.5. Fórmulas para o cálculo da concentração de CBO solúvel no efluente (S). (Fonte: VON SPERLING, 2007)

Regime Hidráulico	Esquema	Fórmula da concentração do CBO ₅ no efluente
Fluxo em pistão		$S = S_0 e^{-kt}$
Mistura completa (célula única)		$S = \frac{S_0}{1 + kt}$
Mistura completa (células iguais em série)		$S = \frac{S_0}{(1 + kt/n)}$
Fluxo disperso		$S = S_0 \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$ $a = \sqrt{1 + 4ktd}$

S_0 = concentração total do CBO no afluente (mg/l)
 S = concentração do CBO solúvel no efluente (mg/l)
 k = coeficiente de remoção do CBO (d^{-1})

t = tempo de retenção no sistema (d)
 n = número de lagoas em série
 d = número de dispersão (adimensional)

Tabela 2.5 apresenta as fórmulas para determinação da concentração de CBO solúvel no efluente para os diversos regimes hidráulicos.

➤ CBO do efluente solúvel e particulado

O CBO efluente em LF, é considerado total CBO (solúvel + particulado), pois os sólidos orgânicos em suspensão, responsáveis pela CBO particulada, são convertidos em matéria orgânica solúvel, por meio da acção de enzimas liberadas no meio pelas próprias bactérias. Portanto, as bactérias assimilam a CBO solúvel original do efluente (rápida assimilação) e a

CBO particulada (após a conversão em CBO solúvel). Assim, a princípio, a CBO total estaria disponível para a bactéria.

A CBO total do efluente também está associada a dois componentes:

- CBO solúvel: a maior parte da CBO restante do efluente afluente após o tratamento;
- CBO particulado: CBO causada pelos sólidos suspensos no efluente;

Segundo Mara (1995) citado por VON SPERLING (2007), os sólidos suspensos das lagoas facultativas são cerca de 60 a 90% de algas. Cada 1 mg de algas gera uma CBO₅ cerca de 0,45 mg. Consequentemente, 1mg/L de sólidos suspensos no efluente é capaz de gerar uma CBO₅ (no teste de CBO, e não necessariamente no corpo receptor) na faixa de 0,3 a 0,4 mg/L.

Segundo VON SPERLING (2007), não existe um modelo matemático que forneça uma previsão confiável da concentração de sólidos suspensos no efluente de uma lagoa facultativa, devido a sua grande variabilidade temporal em função das condições ambientais. Para fins de projecto, a estimativa da CBO particulada pode ser baseada no SS do efluente na seguinte faixa:

$$\text{Efluente SS} = 60 \text{ a } 100 \text{ mg/L}$$

2.3.4 Dimensionamento de Lagoas de Maturação

Segundo VON SPERLING (2007), a exigência de altas eficiências traz a necessidade de seleccionar um regime hidráulico que permita tais altas eficiências. Assim, as lagoas de maturação devem ser projectadas de acordo com uma das duas configurações a seguir:

- lagoa(s) com defletores (s) (com o objectivo de se aproximar das condições de fluxo tampão);
- lagoas em série (preferencialmente três ou mais);

A respeito da profundidade, lagoas de maturação são geralmente projectadas com profundidades rasas, a fim de maximizar a fotossíntese e o efeito bactericida da radiação UV. Os valores comumente adotados são de 0.8 – 1 m segundo VON SPERLING (2007). Segundo o mesmo autor, o tempo de retenção está compreendido entre 3 – 5 dias em cada lagoa para lagoas em série, e 10 – 20 dias para lagoas únicas com defletores.

O dimensionamento consiste na determinação do número de lagoas de maturação necessário para se obter a qualidade microbiológica pretendida (avaliada pelo parâmetro indicador CF /100 mL) e das suas dimensões (DO MONTES, et al., 2018). As fórmulas para o cálculo da concentração dos coliformes fecais (N) de lagoas para os diferentes regimes hidráulicos são as

mesmas apresentadas na Tabela 2.5, substituindo o S (concentração de CBO solúvel no efluente) por N e o k é o coeficiente de remoção dos CF.

Segundo VON SPERLING (2007), o coeficiente de decaimento dos coliformes fecais K_b , depende da profundidade da lagoa, onde lagoas mais rasas têm K_b altos, devido a maior actividade fotossintética ao longo da profundidade da lagoa.

$$K_b = 0.542 \times H^{-1.259} \quad (2.5)$$

É importante referir que os valores de K_b obtidos pela equação 2.5 são para uma temperatura de 20°C. Para outras temperaturas, K_b pode ser corrigido através da equação de Arrhenius:

$$K_{bT} = K_{b20} \times \theta^{(T-20)} \quad (2.6)$$

Onde:

θ – coeficiente de temperatura (1.05);

T – é a temperatura média do mês mais frio;

Segundo VON SPERLING (1999) o número de dispersão é dado pela equação 2.7.

$$d = \frac{1}{L/B} \quad (2.7)$$

Para uma lagoa com divisões internas paralelas ao comprimento pode ser aproximada por:

$$\frac{C}{L} = \frac{C}{L} (n + 1)^2 \quad (2.8)$$

Onde:

L – é o comprimento da lagoa (m);

B – é a largura da lagoa (m);

2.3.5 Leitões de macrófitas (constructed wetlands na terminologia inglesa)

As zonas húmidas de tratamento são tecnologias de tratamento natural que tratam com eficiência muitos tipos diferentes de AR. As zonas húmidas de tratamento são sistemas projectados para otimizar os processos encontrados em ambientes naturais e, portanto, são considerados opções ecologicamente corretas e sustentáveis para o tratamento de águas residuais. As zonas húmidas de tratamento podem tratar eficazmente esgotos tratados brutos, primários, secundários ou terciários e muitos tipos de águas residuais agrícolas e industriais (DOTRO, et al., 2017).

Os leitos de macrófitas são constituídos por uma bacia em terra, em alvenaria ou em betão, geralmente preenchida por um meio de enchimento natural ou artificial, colonizado com plantas macrófitas. O processo de tratamento de AR em leitos de macrófitas tem como objectivo a remoção de poluentes, por acção de transformações físicas, químicas e biológicas, das quais se destacam a filtração e sedimentação de SS e a sorção e degradação bioquímica de poluentes dissolvidos e em suspensão nas AR, transformações em que as plantas macrófitas desempenham um papel essencial, razão pela qual este processo de tratamento também pode ser conhecido como fitorremediação (DO MONTES, et al., 2018).

2.3.6 Tipologia dos leitos de macrófitas

O critério de classificação mais usual dos leitos de macrófitas baseia-se no modo como o escoamento da AR se efectua: através do meio de enchimento (subsuperficial) ou sobre a superfície do enchimento (superficial) (DO MONTES, et al., 2018). Segundo este critério, existem dois grandes tipos de leitos de macrófitas:

- **Leito de Macrófitas de Fluxo Superficial (LMS)** – escoamento que origina uma camada de água com superfície livre exposta ao ar, sobre o enchimento (caso este exista), de profundidade variável ou constante, consoante existe ou não um dispositivo de controlo do nível à saída;
- **Leito de Macrófitas de Fluxo Subsuperficial (LMSS)** – escoamento subsuperficial, através do material poroso.

Os leitos macrófitas de fluxo subsuperficial são subdivididas em leitos macrófitas de fluxo subsuperficial horizontal (LMSSH) e leitos macrófitas de fluxo subsuperficial vertical (LMSSV) (Figura 2.4), dependendo da direcção do fluxo de água (DO MONTES, et al., 2018). A fim de evitar o entupimento do material poroso do filtro, os leitos macrófitas de fluxo subsuperficial horizontal e vertical são geralmente utilizadas para tratamento secundário de águas residuais.

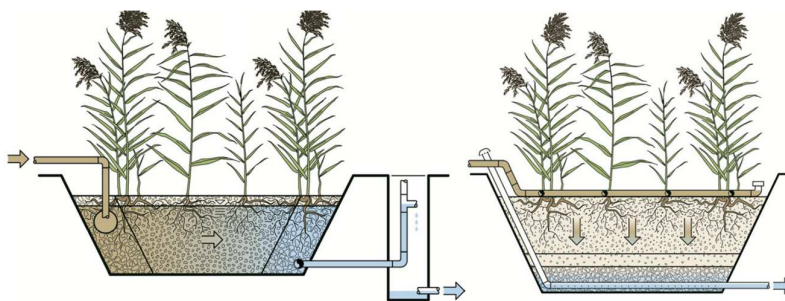


Figura 2.4. . A esquerda: fluxo horizontal; A direita: fluxo vertical. (Fonte: DOTRO, et al., 2017)

Os LMSSV para tratamento de águas residuais brutas filtradas também foram introduzidos e aplicados com sucesso. Estes chamados leitos macrófitas de fluxo subsuperficial vertical Francês, que fornecem tratamento integrado de lamas e águas residuais num único sistema e, assim, poupam nos custos de construção, por não ser necessário o tratamento primário de AR (DOTRO, et al., 2017).

2.3.6.1 Sistema Francês

O sistema Francês é composto por dois estágios, e cada estágio contém células operadas alternadamente. Na primeira etapa ocorre o tratamento das lamas, remoção parcial da matéria orgânica e nitrificação. Na segunda etapa ocorre a remoção final da matéria orgânica e a nitrificação (ALBOLD, et al., 2011).

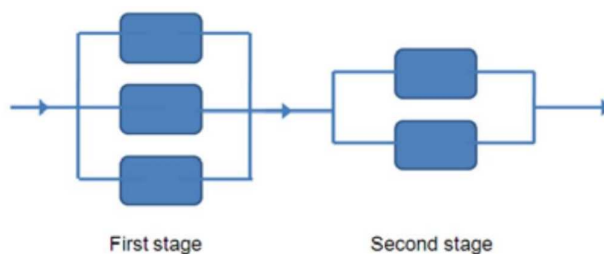


Figura 2.5. Esquema de uma série de leitos de macrófitas construídas com fluxo vertical (sistema francês) (Fonte: ALBOLD, et al., 2011)

As células são dosadas de forma alternada, de modo que uma célula é alimentada enquanto os demais ficam em repouso. Estas alternâncias são fundamentais para o bom funcionamento do sistema Francês. A alimentação alternada ajuda a controlar o crescimento da biomassa aderida na superfície do meio filtrante, ajuda a manter as condições aeróbicas dentro do próprio leito filtrante e auxilia na mineralização da matéria orgânica que se acumula na superfície das células de primeiro estágio. As células do primeiro estágio geralmente são alimentadas por 3,5 dias e descansados por 7 dias. As células de segundo estágio geralmente são alimentados por 3,5 dias e descansados por 3,5 dias (DOTRO, et al., 2017).

2.3.6.2 Critério de dimensionamento

O dimensionamento é baseado em cargas poluentes e hidráulicas máximas, que são expressas por m^2 de filtro em operação por dia (Tabela 2.6). Para situações típicas na França (num clima temperado com esgotos municipais e pluviais separados), este dimensionamento leva a uma necessidade de área de $0,4 \text{ m}^2/\text{PE}$ para cada célula de filtro, ou seja, $1,2 \text{ m}^2/\text{PE}$ para o primeiro estágio (com três células) e $0,8 \text{ m}^2/\text{PE}$ para o segundo estágio (com duas células) (MERCOIRET, 2010, citado por DOTRO, et al., 2017).

Tabela 2.6. Cargas máximas de projecto para o sistema francês sob condições de tempo seco. Os valores indicados são por metro quadrado de leito em operação (Fonte: DOTRO, et al., 2017).

Estágio de tratamento	Carga hidráulica (m ³ /m ² d)	CQO (g/m ² d)	CBO ₅ (g/m ² d)	SST (g/m ² d)	TKN (g/m ² d)
Primeiro estágio	0.37	350	150	150	30
Remoção ^a		0.80xM _i	0.90xM _i	0.90xM _i	1.1128xM _i ^{0.8126}
Segundo estágio	0.37	70	20	30	15
Remoção ^b		0.75xM _i	0.80xM _i	0.80xM _i	1.194xM _i ^{0.8622}

^a Todas correlações de Molle et al (2005), excepto TKN de Molle et al (2008), M_i significa carga mássica em g/m²d

^b Todas correlações de Molle et al (2005)

2.4 Enquadramento Legislativo

No presente capítulo serão apresentados os regulamentos aplicáveis nacionais ou internacionais relacionados ao saneamento.

Asseguir apresentam-se os principais instrumentos legais de regulamentação em vigor de abastecimento, saneamento e drenagem (das águas residuais e pluviais).

- **Regulamento sobre Padrões de Qualidade Ambiental e de Emissão de Poluentes** (Decreto-Lei n° 18/2004, de 2 de Junho, Anexo IV), que tem como objectivo, o estabelecimento dos padrões de qualidade ambiental e de emissão de efluentes, visando o controlo e manutenção dos níveis admissíveis de concentração de poluentes nos componentes ambientais. Este regulamento é aplicável a todas as actividades públicas ou privadas que directa ou indirectamente possam influir nos componentes ambientais.
- **Regulamento dos Sistemas Públicos de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais** (Decreto-Lei n.º 30/2003 de 1 de Julho de 2003, Anexo 17) estabelece as condições técnicas a que devem obedecer os sistemas de distribuição pública de água em Moçambique de forma a ser assegurado o seu bom funcionamento global, preservando-se a saúde pública e a segurança dos utilizadores e das instalações. Aplica-se aos sistemas de distribuição pública de água potável que disponham, no mínimo, de captação, de armazenagem e de rede de distribuição.

Os padrões gerais de descarga de Águas Residuais Domésticas no meio receptor apresentam-se no Anexo IV do Decreto-Lei 18/2004, como indica a Figura 2.6.

ANEXO IV

Padrões de emissão de efluentes líquidos domésticos

Parâmetro	Valor máximo admissível	Unidades	Observações
Cor	diluição 1:20	Presença/ausência	
Cheiro	diluição 1:20	Presença/ausência	
pH, 25° C	6,0 – 9,0	Escala de Sorensen	
Temperatura	35°	°C	Aumento no meio receptor
Demanda química de oxigénio (DQO)	150,0	mg/l O ₂	
Sólidos suspensos totais (SST)	60,0	mg/l	
Fósforo total	10,0	mg/l	3 mg/l em zonas sensíveis
Azoto total	15,0	mg/l	

Figura 2.6. Padrões gerais de descargas de águas residuais domésticas no meio receptor (Fonte: Decreto 18/2004 – Regulamento sobre Padrões de Qualidade Ambiental e de Emissão de Efluentes)

Nota: A tabela aplica-se a todos os meios receptores, independentemente das suas características e usos e onde não consta o parâmetro Carência Bioquímica de Oxigénio (CBO) ou Demanda Bioquímica de Oxigénio (BOD).

Os principais poluentes comuns a remover nas ETAR são CBO₅, CQO, SST, N, P, Coliformes totais (CT) e Coliformes fecais (CF), de acordo com o meio receptor e a legislação em vigor. Observando a Figura 2.6, pode-se verificar que não são apresentados padrões de descarga de águas residuais domésticos no meio receptor, dos seguintes parâmetros: CT e CF, o que é crítico no ponto de vista da qualidade ambiental, dado que estes contribuem massivamente para a poluição microbiológica, definindo-se que a água tratada pode ser utilizada para a rega ou outros fins, dependendo do meio receptor.

Para os parâmetros que não são definidos pelo Decreto-Lei 18/2003, pode-se recorrer a outras legislações internacionais como o Decreto-Lei nº 236/98. Lei Portuguesa que define para os CF um Valor Máximo Admissível (VMA) de 100 NMP/100 ml para a água tratada destinada para a rega, valores de concentração de CBO₅, 20°C, admissível na descarga de águas residuais nos meios receptores (rios, lagos, mar, etc) menores ou iguais a 40 mg/l O₂. Ou as directrizes OMS para os CF com um VMA de 1000 CF/100 ml.

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Neste capítulo são abordados os procedimentos das escolhas metodológicas e técnicas de pesquisa de forma a conduzir o trabalho de maneira a obter os dados necessários em campo de estudo.

Segundo UFRGS (2009) A pesquisa científica é o resultado de um inquérito ou exame minucioso, realizado com o objectivo de resolver um problema, recorrendo a procedimentos científicos.

Para às escolhas metodológicas serão utilizadas as seguintes categorias: classificação quanto a abordagem do problema, classificação quanto à natureza da pesquisa, quanto aos objectivos da pesquisa e classificação quanto aos procedimentos.

3.1 Classificação da pesquisa quanto a abordagem do problema

A pesquisa quanto a abordagem é uma pesquisa quantitativa, pois segundo FREIXO (2011) citado por DOS SANTOS, et al. (2019) a estratégia de investigação quantitativa constitui-se como um processo sistemático de recolha de dados observáveis e quantificáveis, baseado na observação de factos, acontecimentos e fenómenos objectivos, que existem independentemente do investigador.

3.2 Classificação quanto à natureza da pesquisa

Segundo PRODANOV, et al. (2013) quanto à natureza da pesquisa trata-se de uma pesquisa aplicada, em que consiste em gerar conhecimentos para aplicação prática dirigidos à solução de problemas específicos. Envolve verdades e interesses locais.

3.3 Classificação quanto aos objectivos da pesquisa

Quanto aos objectivos a pesquisa classifica-se como pesquisa exploratória, cujo objectivo é proporcionar mais informações sobre o assunto a se investigar, possibilitando sua definição e seu delineamento, isto é, facilitar a delimitação do tema da pesquisa; orientar a fixação dos objectivos e a formulação das hipóteses ou descobrir um novo tipo de enfoque para o assunto (PRODANOV, et al., 2013). Assume, em geral, as formas de pesquisas bibliográficas e estudos de caso (PRODANOV, et al., 2013).

3.4 Classificação quanto aos procedimentos

Quanto aos procedimentos a pesquisa classifica-se em bibliográfica, pois é feita a partir do levantamento de referências teóricas já analisadas, e publicadas por meios escritos e electrónicos, como livros, artigos científicos, páginas de web sites. Qualquer trabalho científico inicia-se com uma pesquisa bibliográfica, que permite ao pesquisador conhecer o que já se estudou sobre o assunto (PRODANOV, et al., 2013).

3.5 Técnica de Recolha de Dados

Quanto às técnicas de recolha de dados a pesquisa foi usada é classificada como documental escrito e Não documental. Documental escrito devido a consulta em arquivos públicos e privados disponibilizados pelo Conselho Municipal da Cidade de Maputo, e não documental pois foi feita uma observação participante que é caracterizada pela presença continuada do observador no “terreno” ou junto da comunidade ou grupo a observar (DOS SANTOS, et al., 2019).

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

4.1 Enquadramento Geográfico

4.1.1 Cidades de Maputo e Matola

A cidade de Maputo está localizada no sul de Moçambique, a oeste da Baía de Maputo, no Estuário do Espírito Santo, onde desaguam os rios Tembe, o Umbeluzi, o Matola e o Infulene. Está situada a uma altitude média de 47 metros. Os limites do município se encontram entre as latitudes $25^{\circ} 49' 09''$ S (extremo norte) e $26^{\circ} 05' 23''$ S (extremo sul) e as longitudes $33^{\circ} 00' 00''$ E (extremo leste - considerada a ilha de Inhaca) e $32^{\circ} 26' 15''$ E (extremo oeste) (CUMBANE, 2015).

Matola é uma cidade e município moçambicano, capital da província de Maputo; e é também um distrito, uma unidade administrativa local do Estado central moçambicano criada em 2013 e que coincide geograficamente com o município. Tem limite a noroeste e a norte com o distrito de Moamba, a oeste e sudoeste com o distrito de Boane, a sul e a leste com a cidade de Maputo e a noroeste com o distrito de Marracuene. O município tem uma área de 373 km².

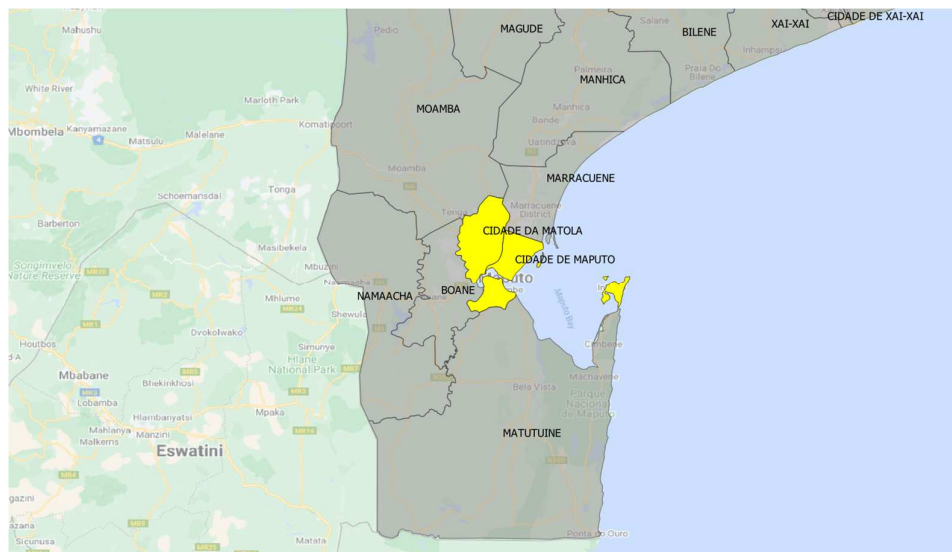


Figura 4.1. Localização geográfica das Cidades de Maputo e Matola (Fonte: QGIS)

4.1.2 Clima

Segundo a página do Governo da Cidade de Maputo, o clima de Maputo é o tropical seco. O período mais quente do ano compreende os meses de novembro a abril e o mais frio os meses de maio a outubro. O período de maior precipitação ocorre nos meses mais quentes, entre novembro e março.

Tabela 4.1. Dados meteorológicos da cidade de Maputo (*Cli23*)

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maió	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Temperatura média (°C)	25.5	25.8	25.2	23.4	21.6	19.9	19.3	20.5	21.9	22.6	23.7	25.1
Temperatura mínima (°C)	22.9	23.1	22.5	20.3	18.1	16.1	15.4	16.6	18.1	19.3	20.7	22.2
Temperatura máxima (°C)	28.5	28.8	28.4	26.7	25.7	24.2	23.6	25	26.1	26.3	27.1	28.4
Chuva (mm)	123	96	82	45	25	13	14	16	33	55	96	115
Umidade(%)	76%	75%	76%	73%	70%	67%	67%	65%	66%	71%	74%	74%
Dias chuvosos (d)	10	9	9	6	3	2	2	2	3	5	8	8
Horas de sol (h)	7.9	7.9	8.0	7.8	8.2	8.2	8.1	8.1	7.8	7.2	7.3	7.9

Data: 1991 - 2021 Temperatura mínima (°C), Temperatura máxima (°C), Chuva (mm), Umidade, Dias chuvosos. Data: 1999 - 2019: Horas de sol

4.1.3 Divisão administrativa

A Cidade de Maputo está dividida em sete (07) Distritos Municipais (DM), nomeadamente: Distritos Municipais KaMpfumo, Kahlamankulo, KaMaxakeni, KaMavota, KaMabukwane, Ka Tembe e KaNyaka.

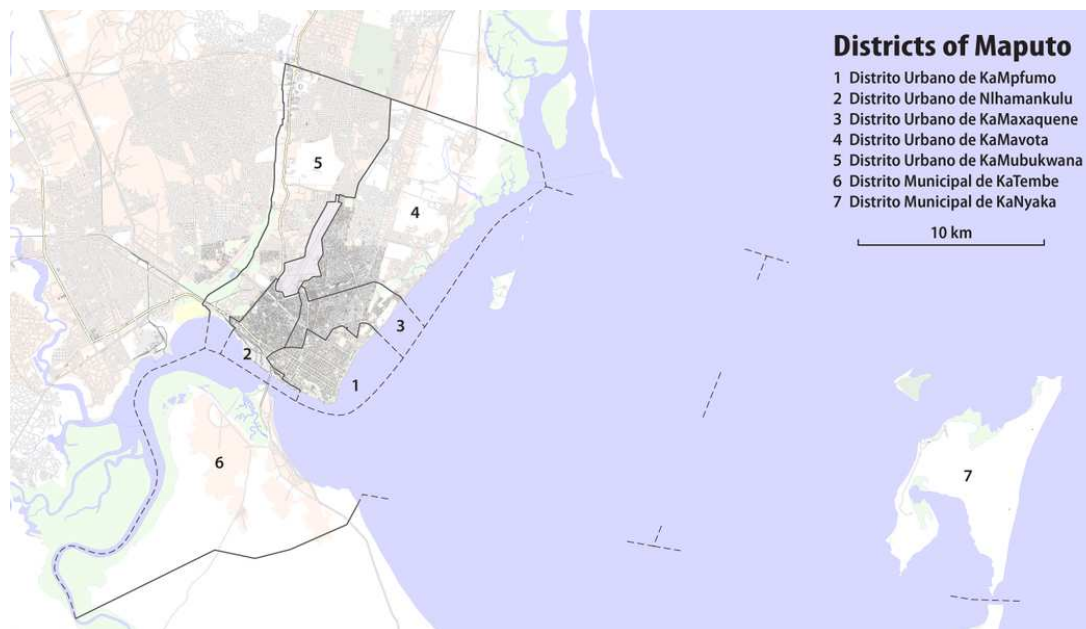


Figura 4.2. Distritos Municipais da Cidade de Maputo (Fonte: PDS DAMM)

O município da Matola está dividido em três postos administrativos, compostos pelos seguintes bairros: Infulene (Zona Verde, Ndlavela, Infulene D, T-3, Acordos de Lusaka, Vale do Infulene, Khongolote, Intaca, Muhalaze, 1º de Maio, Boquisso A, Boquisso B, Mali, Mukatine, e Ngolhoza), Machava (Infulene, Unidade A, Trevo, Patrice Lumumba, Machava Sede, São

Damaso, Bunhiça, Tsalala, km-15, Mathlemele, Cobe, Matola Gare, e Singathela) e Matola Sede (Matola A, Matola B, Matola C, Matola D, Matola F, Matola G, Matola H, Matola J, Fomento, Liberdade, Mussumbuluco, Mahlampswene, e Sikwama).

4.1.4 Demografia

Segundo INE (2019) os dados estatísticos, de acordo com as projecções do Censo 2017, mostram que em 2019 a população de Maputo Cidade é de 1 122 607 habitantes, com uma taxa de crescimento de 0.2%, onde 544 766 são Homens e 577 841 mulheres. Destes 347 273 são crianças de 0 a 14 anos, correspondente a 31% e 45 178 são idosos com idade superior a 65 anos, correspondente a 4%. Significando que a maioria da população da Cidade de Maputo, 65% do total, tem idade activa. A tabela abaixo indica a distribuição da população nos Distritos Municipais da cidade de Maputo.

Tabela 4.2. População total projectada segundo distritos, 2017-2019 (Fonte: INE, 2019)

Descrição	2017	2018	2019
Maputo Cidade	1 080 277	1 120 431	1 122 607
Distrito Municipal KaMpfumo	76 157	78 983	79 137
Distrito Municipal Nihamankulu	127 079	131 804	132 059
Distrito Municipal KaMaxaquene	195 556	202 835	203 229
Distrito Municipal KaMavota	326 771	338 917	339 575
Distrito Municipal KaMubukwana	319 968	331 853	332 497
Distrito Municipal KaTembe	28 788	29 860	29 918
Distrito Municipal KaNyaka	5 958	6 179	6 192

De acordo com os resultados finais do Censo de 2017, a cidade da Matola tem 1 032 197 habitantes, fazendo dela a segunda maior cidade de Moçambique, ficando atrás somente da cidade de Maputo, a capital e maior cidade do país, e uma área de 373km², e, portanto, uma densidade populacional de 2 767 habitantes por km². Quando ao género, 53,4% da população era do sexo feminino e 46,6% do sexo masculino.

O valor de 2017 representa um aumento de 360 641 habitantes ou 53,7% em relação aos 671 556 residentes registados no censo de 2007.

4.1.5 Drenagem e tratamento de Águas Residuais

A rede de drenagem é constituída por valas a céu aberto e por colectores enterrados. A gestão do sistema de drenagem no centro da cidade de Maputo é da responsabilidade do Conselho Municipal de Maputo através do Sector de Água e Saneamento da Direcção Municipal de Infra-estruturas Urbanas. Segundo PTUM, 2021 o sistema de drenagem da cidade de Maputo é envelhecido, apresenta assoreamentos e entupimentos frequentes por não garantirem a

velocidade de autolimpeza, apresenta um mau funcionamento devido a elevada quantidade de resíduos sólidos que nele são depositados.

Segundo o PDSMM 2016 o sistema drenagem da área metropolitana de Maputo está dividido em 12 partes como indica a Figura 4.3:

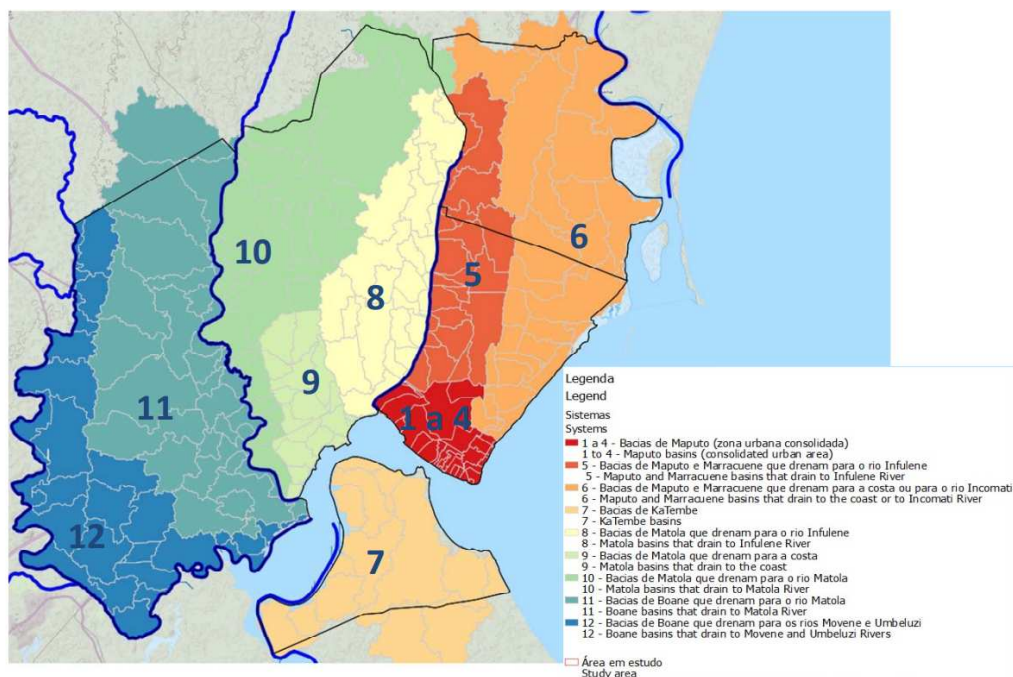


Figura 4.3. Subdivisão em sistemas da área metropolitana de Maputo (Fonte: PDSMM)

Os sistemas 1 a 4 correspondem às bacias da zona mais consolidada de Maputo, os sistemas 5 e 6 são bacias de Maputo e Marracuene que drenam respectivamente para o Infulene e para a Costa, o sistema 7 correspondem às bacias de Katembe, os sistemas 8 e 10 correspondem às bacias da Matola e os sistemas 11 e 12 correspondem á bacia de Boane.

Do ponto de vista de Tratamento de Águas Residuais, actualmente existe uma ETAR que é do Infulene que actualmente trata águas residuais dos bairros de Sommerchild, Coop e Malhagalene através de um emissário doméstico com escoamento gravítico ao longo da Av. Joaquim Chissano.

4.2 ETAR de Infulene

A ETAR do Infulene foi projectada em 1984 pela *DHV Consulting Engineers*, tendo entrado em funcionamento em 1987. A ETAR está localizada no Vale de Infulene na cidade de Maputo, Sul de Moçambique, entre as latitudes 25°55'18" Sul e entre as longitudes 32°32'32" Este (de CASTRO MIGUEL, 2011). O acesso está situado aproximadamente a 15 metros da estrada para Machava (Av. Eduardo Mondlane) e a 25 metros do rio Mulauze que recebe os efluentes da ETAR de Maputo e desagua na Baía de Maputo, Figura 4.4.

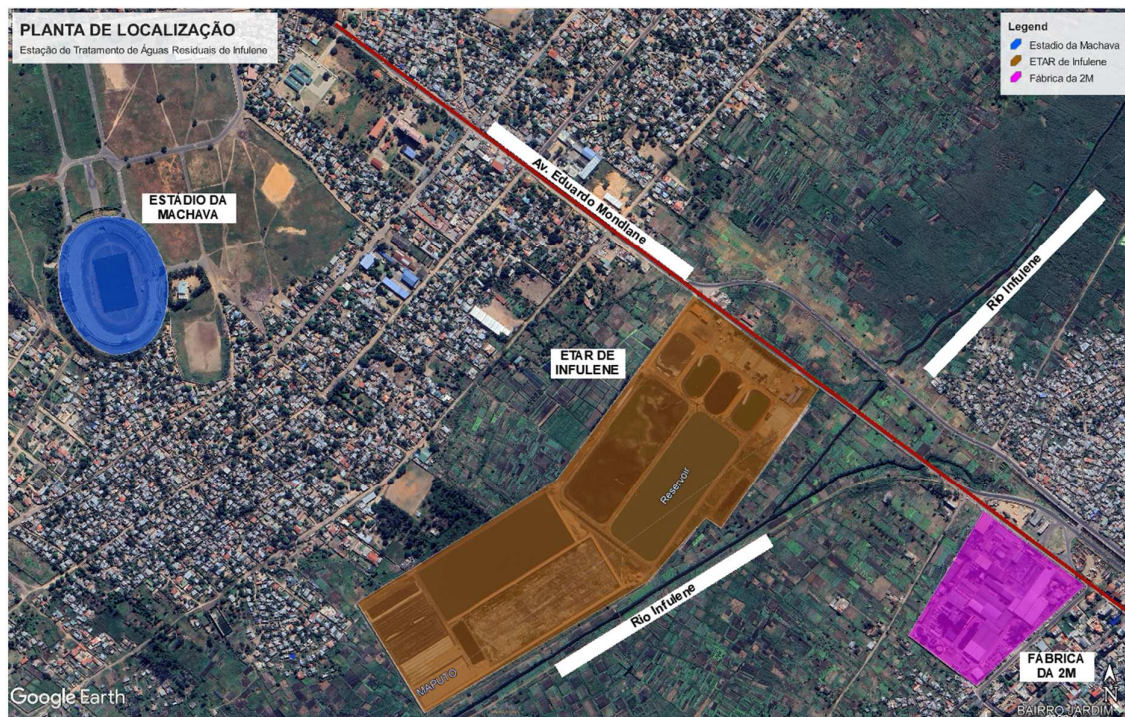


Figura 4.4. Estação de Tratamento de águas residuais de Infulene (Fonte: Google Earth)

Inicialmente, a ETAR do Infulene ocupava uma área de cerca de 12 ha. Após a reabilitação e expansão, a área ocupada passou a ser de cerca de 29 ha. No fim dos trabalhos de reabilitação e expansão, a ETAR de Infulene será constituída por duas fases de tratamento, a **fase líquida** e a **fase sólida**.

Na Figura 4.5 apresenta-se o diagrama de funcionamento da ETAR do Infulene, após a duplicação do sistema de lagunagem.

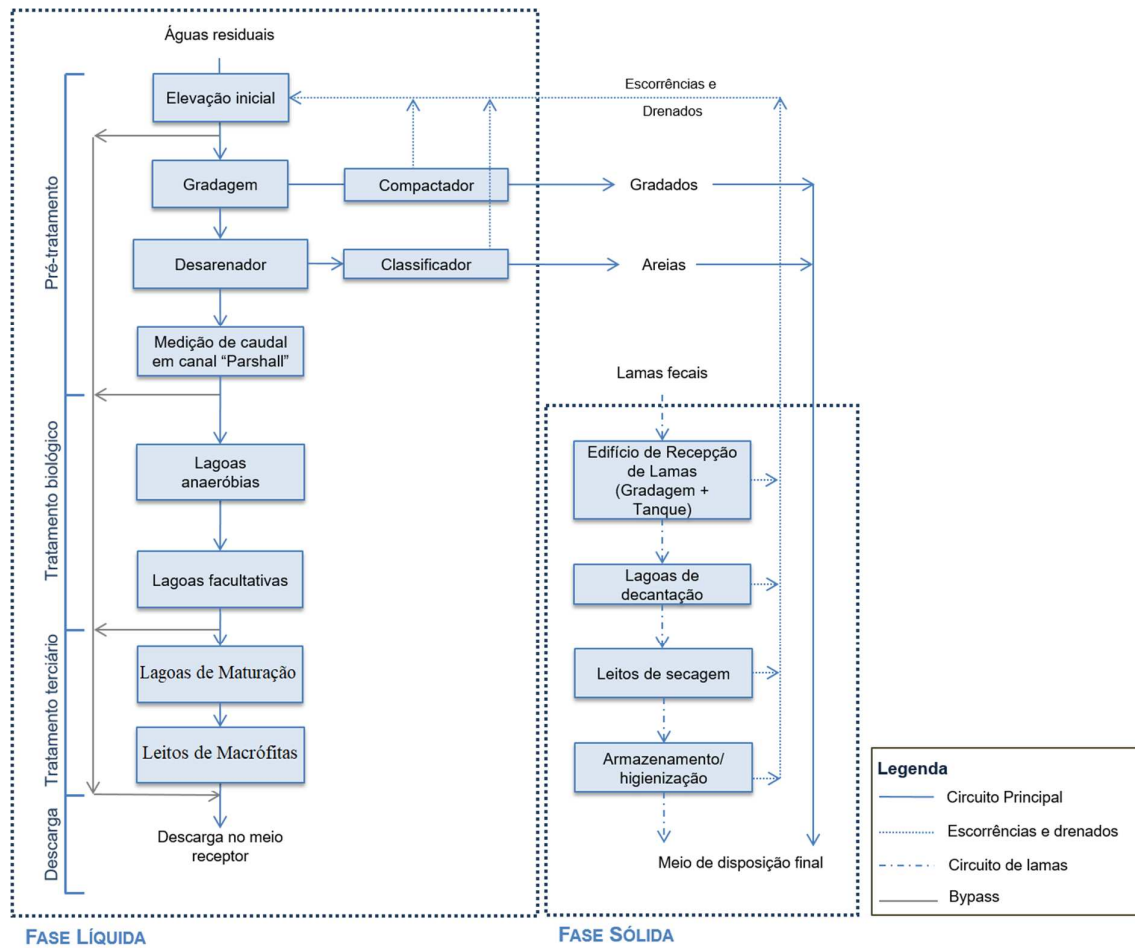


Figura 4.5. Diagrama de blocos da ETAR do Infulene (Duplicação da ETAR) (Fonte: PDS DAMM, 2016).

4.3 Fase líquida

A fase líquida está dividida em três linhas de tratamento: o tratamento preliminar (que ocorre na OE), o tratamento secundário (lagoas anaeróbias e facultativas) e o tratamento terciário (Lagoas de maturação e leitos de macrófitas), seguindo o seguinte esquema:

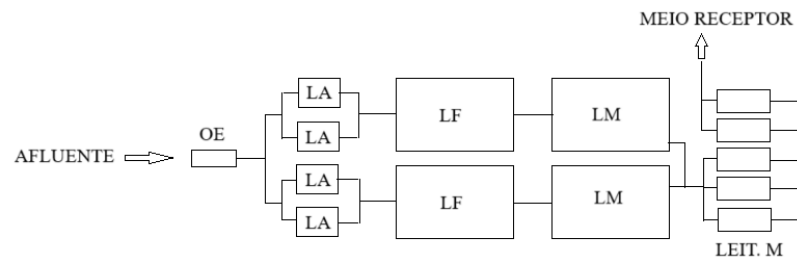


Figura 4.6. Representação esquemática da rede de funcionamento da ETAR do Infulene (Fonte: Autor)

4.3.1 Tratamento preliminar

O tratamento preliminar engloba uma obra de entrada (Anexo 01), composta por uma câmara de chegada do esgoto bruto, onde é realizada uma homogeneização prévia dos caudais afluentes, que alimenta os parafusos de Arquimedes através dos quais as águas residuais são elevadas até uma cota compatível com a realização das operações de pré-tratamento (Figura 4.7).



Figura 4.7. Câmara de chegada para elevação de esgoto da ETAR de Infulene (Fonte: Autor)

De seguida o efluente passa através de uma câmara de grades que têm a função de reter os sólidos de maiores dimensões (plásticos, pedras, latas, madeira, papel, etc.), prevenindo os depósitos e obstrução dos canais, das condutas ou de outros órgãos e equipamentos (nomeadamente bombas) existentes a jusante, proporcionando deste modo uma maior eficiência nos processos de tratamento posteriores (DE SOUSA, 2016).



Figura 4.8. Câmara de grades da ETAR de Infulene (Fonte: Autor)

Retidos os sólidos de maior dimensão, o efluente é direccionado á um desarenador com o objectivo de remover os materiais inorgânicos que tenham passado pelos equipamentos de gradagem (por exemplo: areias, gravilhas e matérias sólidas de grande densidade). Do

desarenador o afluente é direccionado para um canal Parshall de 12'' onde se encontra um medidor de caudal.

Imediatamente a jusante do canal Parshall, encontra-se implantada a câmara de divisão de caudal que divide equitativamente o efluente do tratamento preliminar pelas linhas de tratamento, conduzindo-o posteriormente às lagoas anaeróbias. Nesta câmara existe ainda uma saída, em by-pass, do caudal pré-tratado.

4.3.2 Tratamento secundário

Após o tratamento preliminar, o efluente é conduzido ao tratamento biológico onde ocorre a redução de cargas poluentes como CBO₅ e Coliformes fecais. Esta etapa de tratamento é composta por **lagoas anaeróbias, lagoas facultativas, lagoas de maturação e leitos de macrófitas** (Sistema Francês).

➤ Lagoas anaeróbias

Segundo o PDSDAMM, as lagoas anaeróbias foram dimensionadas para receber o caudal de 10 260 m³/d. A ETAR é composta por duas LA antigas de 98.39x52.16 m (Anexo 02), com uma inclinação de taludes de 1:3 e duas LA novas de 56x90 m com inclinação de taludes de 1:2 (Anexo 03). A altura da água é de 3 e 5 metros para as lagoas antigas e novas, respectivamente.

A nível construtivo, foram previstas apenas a escavação e aplicação de geomembrana PEAD 3 mm no fundo das lagoas e nos taludes (Figura 4.9).



Figura 4.9. Lagoa anaeróbia da ETAR de Infulene em construção (Fonte: Autor)

➤ Lagoas facultativas

A ETAR é composta por duas unidades de LF com dimensões iguais a 320.31x119.68 m, profundidades iguais a 1.8 m e inclinação de taludes de 1:3 (Anexo 04 e 05). A nível

construtivo, foram previstas apenas a escavação e aplicação de geotêxtil e geomembrana no fundo das lagoas e nos taludes como indica a Figura 4.10.



Figura 4.10. Lagoa facultativa da ETAR do Infulene em construção (Fonte: Autor)

4.3.3 Tratamento terciário

O tratamento terciário é composto por duas unidades de **lagoas de maturação** em paralelo e **leitos de macrófitas de fluxo subsuperficial vertical** (Sistema Francês). **Lagoas de maturação**

As lagoas de maturação, têm a dimensão de 312x121 m, taludes com inclinação de 1:1 e altura da água de 1.20 m (Anexo 06 e 07). As lagoas de maturação apresentam 5 divisões internas, obtidas através da introdução de deflectores dispostos no sentido de maior lado, com o objectivo de maximizar o tempo de retenção nas lagoas.



Figura 4.11. Lagoas de Maturação da ETAR do Infulene em construção (Fonte: Autor)

Das LM o efluente é direccionado a uma lagoa de efluente tratado, onde caso o efluente não tenha atingido a qualidade necessária para a reutilização na rega, é submetido a um tratamento adicional nos leitos de macrófitas.

➤ Leitos de Macrófitas

A ETAR é composta por leitos de macrófitas de fluxo subsuperficial vertical (LMSSV) primários e secundários. Os LMSSV primárias são compostos por 3 unidade de 122x48.80 m, taludes com inclinação de 1:1, funcionando de forma alternada. Os LMSSV secundários são compostos por duas unidades de 124.65x44 e taludes com a mesma inclinação também funcionando de formas alternadas (Anexo 08, 09 e 10).



Figura 4.12. Leitos de Macrófitas da ETAR do Infulene em construção (Fonte: Autor)

4.3.4 Fase sólida

Esta fase é reservada para o tratamento de lamas fecais e é constituída por:

- **edifício de recepção de lamas**, que envolve todo o equipamento necessário à recepção das lamas descarregadas pelos veículos limpa fossas, incluindo gradagem, ventilação forçada e filtro de carvão activado.
- **lagoa de decantação**, para receber lamas fecais descarregadas no edifício de recepção de lamas (bem como as lamas que serão retiradas, ocasionalmente, do fundo das lagoas anaeróbias e facultativas).
- **estação elevatória de lamas fecais**, recebe lamas provenientes das lagoas de decantação, elevando-as, através de um grupo electrobomba submersível, para os leitos de secagem.
- **leitos de secagem** para a secagem das lamas, e
- **um hangar**, para armazenamento e eventual calagem ou compostagem das lamas retiradas dos leitos de secagem, que permita a sua secagem adicional e potencie o seu aproveitamento como fertilizante agrícola.

5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Como referido no Capítulo 1.3, o PDS DAMM (2016) propõe quatro fases de intervenção na ETAR de Infulene. Estas intervenções dão resposta ao aumento significativo da população servida pela rede de colectores que é previsto que ocorra a curto e a longo prazo, e à universalidade dos serviços de recolha de lamas fecais, nos Municípios de Maputo e Matola.

Tabela 5.1. Evolução da população servida pela ETAR do Infulene. Fonte: PDS DAMM (2016)

Fase	Período	Obra	População (hab.)
Fase 1	2015 - 2025	Reabilitação e Duplicação das lagoas	128 220
Fase 2	> 2025	Arejamento	347 130
Fase 3	> 2040	ETAR intensiva	560 900

De salientar que a transição entre as fases acima referidas não está vinculada a um período de retorno, dependendo apenas do desenvolvimento urbanístico, a evolução dos níveis de serviços e da extensão da rede de colectores.

5.1 Caudais de projecto

Segundo JANE (2017) foram feitas, campanhas em Julho de 2014, onde foram feitas medições quer das alturas da água quer da velocidade do escoamento na obra de entrada, tendo-se concluído que não era possível obter resultados precisos da evolução do caudal pois os caudais eram muito inferiores, ou seja, correspondia a 9% da utilização da ETAR atendendo aos caudais do projecto. Estes são os únicos registos de medição da ETAR de Infulene.

Contudo, o caudal de projecto de águas residuais afluentes à ETAR será calculado considerando a contribuição da população servida pela extensão da rede de colectores prevista a curto prazo para o Município de Maputo (emissário E-MP1 e emissário existente) e o Município da Matola (E-MT3) (Figura 5.1 e Anexo 11).

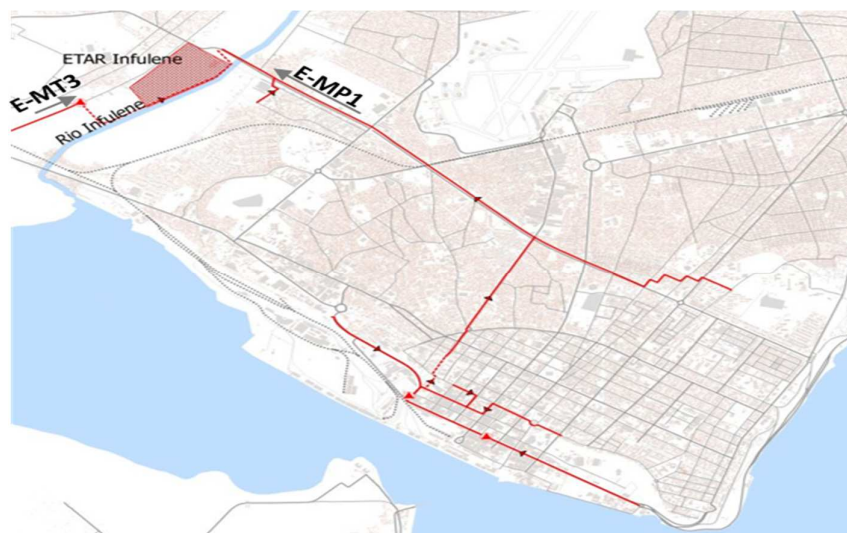


Figura 5.1. Novos colectores com ligação à ETAR do Infulene (Fase de duplicação) (Fonte: PDSDAMM, 2016).

Como indicado na Tabela 5.1 a população servida pela ETAR de Infulene na Fase 1 (Duplicação do sistema de lagunagem), referente ao ano 2025 é de 128 220 habitantes. O caudal afluente a ETAR, será determinado pela equação 2.1.

$$Q_{\text{méd}} = \text{pop} \times \text{Cap}_{\text{água}} \times \text{Coef}_{\text{afl}} + Q_{\text{Inf}} + Q_{\text{Ind}} \quad (2.1)$$

O Decreto-lei 30/2003 assume para a capitação do abastecimento de água, um valor de 125 l/hab dia para uma área com mais de 2 000 habitantes com abastecimento domiciliário e ligação predial. Ainda segundo o Decreto-lei 30/2003 o coeficiente de afluência varia entre 0.7 e 0.9. Para a situação em causa será adoptado um valor do coeficiente de afluência de 0.8. Para o caudal de infiltração, a percentagem do caudal médio diário assumido é de 30% de acordo com a Tabela 2.2.

Com os dados acima apresentados teremos para o valor do caudal o seguinte resultado:

$$Q_{\text{méd}} = 128\,220 \times 125 \times 0.8 \times 10^{-3} \times 1.20 = 16\,668.60 \text{ m}^3/\text{d} \quad (2.1)$$

5.2 Cargas afluentes

Das campanhas realizadas em 2014, foram recolhidas amostras na OE de modo a determinar através de ensaios laboratoriais, concentrações de CQO, CBO, SST, nitratos e Coliformes fecais (JANE, 2017). Foram obtidos para o CQO e SST valores que correspondem a um efluente fraco a médio. Para o dimensionamento da fase líquida da ETAR serão considerados

dados da Tabela 2.1 concentrações médias devido á diluição que ocorre no sistema pelo caudal infiltrado.

5.3 Lagoas anaeróbias

O dimensionamento das LA baseia-se na determinação da carga orgânica por unidade de volume, que por sua vez é determinado através da temperatura média do mês mais frio. A Tabela 4.1 apresenta a temperatura média mensal da Cidade de Maputo no período de 1991 a 2021.

- **Carga orgânica volúmica**

A carga orgânica volúmica será determinada pela expressão asseguir, para uma temperatura média do mês mais frio de 19.3° C.

$$C_{org. vol} = 20T - 100 = 20 \times 19.3 - 100 = 286.00 \text{ g CBO}_5/\text{m}^3\text{d}$$

A eficiência de remoção da CBO é dada pela seguinte expressão:

$$\text{Eficiência} = 2T + 20 = 2 \times 19.3 + 20 = 58.6\%$$

Substituindo os dados na expressão 2.3 tem-se para o volume da LA o seguinte resultado:

$$V_{an} = \frac{220 \text{ g}/\text{m}^3 \times 16\ 668.60 \text{ m}^3/\text{d}}{286 \text{ g CBO}_5/\text{m}^3 \text{ d}} = 12\ 822.00 \text{ m}^3 \quad (2.3)$$

- **Tempo de retenção hidráulico**

O tempo de retenção hidráulico é determinado pela expressão 2.2:

$$t_{RH} = \frac{12\ 822.00}{16\ 668.60} = 0.78 \text{ d} \quad (2.2)$$

Como referido anteriormente o tempo de retenção não é um parâmetro directo de projecto, mas um parâmetro de verificação (resultante da determinação do volume da lagoa), devendo estar no intervalo de 3 a 6 dias. Por esse motivo o valor assumido para o tempo de retenção é de 3 dias. Desse modo deve-se recorrer ao cálculo do novo volume da LA usando a expressão 2.2.

$$V_{AN} = 3 \times 16\ 668.60 = 50\ 005.80 \text{ m}^3 \quad (2.2)$$

É importante manter o valor do tempo de retenção hidráulica dentro dos limites pois com tempos inferiores a 3 dias não seria possível a manutenção de uma população bacteriana estável e consequentemente a eficiência da lagoa seria reduzida, haveria o acúmulo de ácidos no meio,

com a geração de maus odores. Com tempos de retenção superiores a 6 dias, a lagoa anaeróbia poderia comportar-se como uma lagoa facultativa e isso é indesejável, já que a presença de oxigênio é fatal para as bactérias metanogênicas, pois, tendo em vista que as lagoas anaeróbias têm que funcionar como lagoas anaeróbias restritas (VON SPERLING, 1996, citado por FASANARO, 2002).

- **Área das lagoas anaeróbicas**

Tendo em conta que já existiam na ETAR 2 lagoas anaeróbias antigas com 18 000m³ de volume, o volume das lagoas novas seria de 50 005.80 - 18 000 = 32 005.8 m³.

Para uma profundidade das lagoas anaeróbicas novas de 5m teremos a seguinte área:

$$A_{an} = \frac{32\ 005.80}{5} = 6\ 401.16\ m^2$$

Para 2 lagoas anaeróbias novas de dimensões iguais a área necessária para tratar as águas afluentes de forma eficiente seria de 3 200.58 m² para cada uma delas, e área das lagoas existentes na ETAR de Infulene é de 3 000 e 3 432 m² para duas lagoas antigas e duas novas, respectivamente. Com isso pode-se concluir que as lagoas têm dimensões suficientes para tratar as águas residuais afluentes.

- **Verificação da lagoa para o caudal mínimo**

Além de assegurar a necessária eficiência de tratamento durante um pico de afluência de caudal, a ETAR deve igualmente funcionar eficientemente para o caudal mínimo que ocorre geralmente em tempo seco, durante as horas de menor afluência à rede de drenagem (DO MONTES, et al., 2016). O caudal mínimo corresponde a 30% do caudal médio, não contabilizando o caudal de infiltração.

$$Q_{min} = 128\ 220 \times 125 \times 0.8 \times 10^{-3} \times 0.30 = 3\ 846.6\ m^3/d$$

A eficiência de tratamento das LA's para o caudal mínimo é garantida restringido o funcionamento das lagoas para apenas uma nova em períodos de estiagem, pois a cada uma das lagoas anaeróbias novas tem a capacidade de tratar um caudal máximo de 5 720 m³/d. Assim o tempo de retenção para o período de estiagem é de aproximadamente 4.5 dias.

Na Tabela 5.2 são apresentados os valores de dimensionamento e os valores obtidos na verificação das lagoas anaeróbias:

Tabela 5.2. Dados de dimensionamento e de verificação das lagoas anaeróbicas

DADOS	UNID.	VALORES ACEITÁVEIS	VERIFICAÇÃO	
			LA novas	LA antigas
Carga orgânica volúmica	kg CBO ₅ /m ³ dia	0.10 - 0.35	0.286	0.286
Eficiência de remoção de CBO	%	50 - 70	58.6	58.6
t _{RH} - Caudal médio	dias	3 a 6	3.14	3.14
Profundidade (Altura da água)	m	3 a 5	5	3
Número de unidades	un	-	2	2
Volume por unidade	m ³	-	17 160	9 000
Área por unidade	m ²	-	3 432	3 000

5.4 Lagoa facultativa

O dimensionamento das lagoas facultativas baseia-se na carga orgânica superficial que pode ser tratada numa lagoa facultativa em função da temperatura. A área das lagoas facultativas é determinada pela expressão 2.4.

$$A_f = \frac{S_0 Q}{C_{org,sup.}} \quad (2.4)$$

- **Carga de CBO₅ afluyente a lagoa facultativa**

O rendimento de remoção de CBO₅ na lagoa anaeróbia no verão será de 58.6 %, pelo que a carga de CBO₅ afluyente à lagoa facultativa é de:

$$\begin{aligned} S_0 \times Q &= (1 - 0.586) \times 220 \text{ gCBO}_5/\text{m}^3 \times 16\,668.60 \text{ m}^3/\text{d} \times 10^{-3} \\ &= 1\,518.18 \text{ kg CBO}_5/\text{dia} \end{aligned}$$

- **Carga orgânica superficial**

A carga orgânica superficial recomendada para uma lagoa facultativa é calculada tendo em conta a temperatura média do mês mais frio. A expressão mais recomendada para o cálculo da carga superficial é a expressão abaixo (Tabela 2.4).

$$\begin{aligned} C_{org,sup} &= 350 (1.107 - 0.002T)^{T-25} = 350 (1.107 - 0.002 \times 19.3)^{19.3-25} \\ &= 240.04 \text{ kg CBO}_5/\text{ha d} \end{aligned}$$

Substituindo os dados na expressão 2.4 tem-se a seguinte área:

$$A_f = \frac{1\,518.18}{240.04} = 6.32 \text{ ha} = 63\,246.96 \text{ m}^2$$

- **Tempo de retenção hidráulico**

A profundidade da lagoa facultativa é de 1.8 m. O tempo de retenção hidráulico é determinado pela expressão 2.2:

$$t_{RH} = \frac{63\,246.96 \times 1.8}{16\,668.60} = 6.83 \text{ d}$$

O tempo de retenção hidráulico em lagoas facultativas deve estar compreendido entre 15 e 45 dias em climas quentes. Assume-se para a ETAR de Infulene um tempo de retenção de 15 dias.

$$V_{fac} = 15 \times 16\,668.60 = 250\,029 \text{ m}^3$$

- **Área das lagoas facultativas**

Para uma profundidade das lagoas facultativas de 1.8m tem-se a seguinte área:

$$A_{fac} = \frac{250\,029}{1.8} = 138\,905 \text{ m}^2$$

Para 2 lagoas facultativas de dimensões iguais a área necessária para tratar as águas afluentes de forma eficiente é de 69 452.50 m² para cada uma delas, e área das lagoas existentes na ETAR de Infulene é de 33 523.90 m². Com isso pode-se concluir que as lagoas têm dimensões insuficientes para tratar as águas residuais afluentes.

5.4.1 Cálculo do CBO efluente das lagoas facultativas

Para o cálculo do CBO efluente da lagoa facultativa serão usadas as fórmulas referentes ao modelo de mistura completa por apresentar menor eficiência na remoção do CBO e consequentemente maior concentração do CBO no efluente.

- **Modelo de mistura completa**

Segundo VON SPERLING (2007), o valor do coeficiente de remoção de CBO encontra se entre 0.25 a 0.32 d⁻¹ para lagoas facultativas secundárias, a uma temperatura de 20°C. O valor do k a assumir será de 0.28 d⁻¹. A correção do valor de k para uma temperatura de 19.3° C, será feita usando a equação 2.5.

$$K_{bT} = K_{b20} \times \theta^{(T-20)} = 0.28 \times 1.05^{19.3-20} = 0.27 \text{ d}^{-1} \quad (2.5)$$

A concentração do CBO solúvel no efluente é calculada pela fórmula da Tabela 2.5.

$$S = \frac{S_0}{1 + k \times t_{RH}} = \frac{(1 - 0.586) \times 220}{1 + 0.27 \times 15} = 18 \text{ g CBO}_5/\text{m}^3$$

Pelos modelos de fluxo contínuo e fluxo disperso tem-se para a concentração de CBO no efluente, 1.59 e 20.48 g CBO₅/m³ (Apêndice 01), respectivamente. Essa diferença deve-se ao facto de o modelo de fluxo contínuo ser mais eficiente que os demais, e o método de fluxo disperso ser mais próximo a realidade. Para efeitos de verificação vai se considerar o valor obtido pelo método de mistura completa.

- **CBO particulada**

A concentração de SS no efluente é de 60 mg/l (assumido). Tendo em conta que 1 mg SS/l equivale a 0.35 mg CBO/l, tem-se para o CBO particulado o valor de 21 mg CBO/l.

Deste modo, o CBO total é dado pela seguinte equação:

$$\text{CBO}_T = \text{CBO}_{\text{Solúvel}} + \text{CBO}_{\text{Particulada}} = 18 + 21 = 39 \text{ g CBO}_5/\text{m}^3$$

NB: A concentração total do CBO no efluente é de 39 mg CBO/l, que é menor que o máximo recomendado para a irrigação (40 mg CBO/l segundo a norma Portuguesa).

5.4.2 Verificação das áreas implantadas

Considerando que a eficiência de remoção de CBO₅ da lagoa anaeróbia no inverno é de 58.6 %, a carga orgânica superficial sobre a lagoa facultativa será dada pela equação 2.4:

$$\begin{aligned} C_{\text{org.sup.}} &= \frac{(1 - 0.586) S_0 Q}{A_f} = \frac{(1 - 0.586) 220 \text{ g}/\text{m}^3 \times 16\,668.60 \text{ m}^3/\text{d}}{67\,047.80 \text{ m}^2} \\ &= 22.64 \text{ g CBO}_5/\text{m}^2 \text{ d} = 226.43 \text{ kg CBO}_5/\text{ha d} \end{aligned}$$

Este valor da carga orgânica superficial é aceitável por ser menor que a possível na época mais fria que é de 240.04 kg CBO₅/ha d.

- **Tempo de retenção hidráulica**

$$t_{RH} = \frac{V}{Q} = \frac{120\,686.05 \text{ m}^3}{16\,668.60 \text{ m}^3/\text{d}} = 7.24 \text{ dias} \quad (2.2)$$

Este valor de tempo de retenção não é aceitável pois está além dos limites aceitáveis (15 – 45 dias).

- **Verificação da lagoa para o caudal mínimo**

A eficiência de tratamento das LF's para o caudal mínimo é garantida restringido o funcionamento das lagoas de 2 para apenas uma em períodos de estiagem. O tempo de retenção para o período de estiagem é de aproximadamente 28 dias.

- **Concentração do CBO no efluente**

$$S = \frac{S_0}{1 + k \times t_{RH}} = \frac{(1 - 0.586) \times 220}{1 + 0.27 \times 7.24} = 30.82 \text{ g CBO}_5/\text{m}^3$$

A CBO total é:

$$\text{CBO}_T = \text{CBO}_{\text{Solúvel}} + \text{CBO}_{\text{Particulada}} = 30.82 + 21 = 51.82 \text{ g CBO}_5/\text{m}^3$$

É possível observar que a concentração do CBO no efluente da lagoa facultativa é maior que o máximo aceitável segundo as directizes da norma portuguesa, isso devido a baixos tempos de retenção.

A eficiência de remoção de CBO das Lagoas de maturação e facultativas é:

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100\% = \frac{220 - 51.82}{220} \times 100 = 76.45\%$$

Na Tabela 5.3 são apresentados os resultados do dimensionamento das lagoas facultativas:

Tabela 5.3. Dados de dimensionamento das lagoas facultativas

DADOS	UNIDADES	VALORES ACEITÁVEIS	DIMENS.	VERIFICAÇÃO
Carga orgânica superficial	kg CBO ₅ /ha d	100 - 350	240.04	226.43
t _{RH} - Caudal médio	dias	15 - 45	15	7.24
Profundidade (altura da água)	m	1.5 - 2	1.8	1.8
Número de unidades		-	2	2
Volume por unidade	m ³	-	125 014.50	60 343.02
Área por unidade	m ²	-	69 452.50	33 523.90
Concentração de CBO no afluente	g CBO ₅ / m ³	-	91.08	91.08
Concentração de CBO no efluente	g CBO ₅ / m ³	-	39	51.82
Eficiência de remoção de CBO ₅	%	-	87.18	43.11

Eficiência de remoção de CBO ₅ (Anaeróbia+Facultativa)	%	-	82.27	76
---	---	---	-------	----

5.5 Lagoa de maturação

O dimensionamento das lagoas de maturação baseia-se na necessidade de eliminação de organismos patogênicos, desse modo, o dimensionamento consiste na determinação do número de lagoas de maturação necessário para se obter a qualidade microbiológica pretendida (avaliada pelo parâmetro indicador CF /100 mL) e das suas dimensões.

É importante lembrar que nas lagoas facultativa ocorre a remoção de coliformes fecais, porém em pequena escala comparando com as lagoas de maturação. Assegur são demonstrados os cálculos referentes a remoção de CF em LF:

O regime adoptado é o regime de fluxo disperso.

- **Número de dispersão**

Sabendo que a relação C/L na lagoa é 3 temos:

$$d = \frac{1}{C/L} = \frac{1}{3} = 0.333 \quad (2.7)$$

- **Coefficiente de remoção**

O coeficiente de decaimento a 20°C é dado pela equação 2.14:

$$K_b = 0.542 \times H^{-1.259} = 0.542 \times 1.8^{-1.259} = 0.26d^{-1} \quad (2.5)$$

Para T = 19.3°C, o valor de K_b é 0.25 d⁻¹.

- **Concentração dos coliformes no efluente**

Assumindo as equações para o fluxo disperso:

$$a = \sqrt{1 + 4ktd} = \sqrt{1 + 4 \times 0.25 \times 15 \times 0.333} = 2.45$$

$$N = N_0 \frac{4ae^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 e^{\frac{-a}{2d}}}$$

$$= 10^7 \times \frac{4 \times 2.45 \times e^{\frac{1}{2 \times 0.333}}}{(1+2.45)^2 \times e^{\frac{2.45}{2 \times 0.333}} - (1-2.45)^2 \times e^{\frac{-2.45}{2 \times 0.333}}} = 9.33 \times 10^5 \text{ CF}/100 \text{ ml}$$

Esta concentração de efluente da lagoa facultativa é a concentração de afluente para as lagoas de maturação.

A eficiência de remoção de coliformes na lagoa facultativa é:

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100\% = \frac{10^7 - 9.33 \times 10^5}{10^7} \times 100 = 90.67\%$$

Como referido no capítulo 2.3.4 as lagoas de maturação podem ser projectadas tendo em conta duas configurações; lagoa(s) com defletor (s) (com o objectivo de se aproximar das condições de fluxo em pistão) e lagoas em série (preferencialmente três ou mais):

5.5.1 Lagoas em paralelo com defletores

- **Volume das lagoas**

Assumindo um tempo de retenção de 15 dias, o volume da lagoa deverá ser o seguinte:

$$V = t_{RH} \times Q = 15 \times \frac{16\,668.60}{2} = 125\,014.50 \text{ m}^3$$

- **Dimensão da lagoa**

A profundidade da lagoa é de 0.8 m. Logo, a área é de;

$$A = \frac{V}{H} = \frac{125\,014.50}{0.8} = 156\,268.13 \text{ m}^2$$

Para uma relação C/L igual a 3, as dimensões da lagoa são as seguintes; C = 685m e L = 228m.

$$\frac{C}{L} = \frac{C}{L} (n + 1)^2 = 3(4 + 1)^2 = 75$$

A introdução de defletores, surge com o objectivo de se aproximar as condições do fluxo contínuo em pistão e desse modo, tornar a lagoa mais eficiente. Serão introduzidos 4 defletores. Devido a divisão da área interna com 4 defletores, a lagoa terá 5 compartimentos com 685 m de comprimento e de largura $228/5 = 45.60$ m de largura. A lagoa pode ser considerada como uma lagoa rectangular, com a relação C/L de 75, comprimento total $685 \times 5 = 3\,425$ m e largura de 45.60 m. O numero de dispersão será o seguinte:

$$d = \frac{1}{C/L} = \frac{1}{75} = 0.013 \quad (2.7)$$

- **Coefficiente de decaimento de coliformes**

O coeficiente de decaimento a 20°C é dado pela equação 2.14:

$$K_b = 0.542 \times H^{-1.259} = 0.542 \times 0.8^{-1.259} = 0.72 \text{ d}^{-1} \quad (2.5)$$

Para T = 19.3°C, o valor de K_b é 0.70 d⁻¹.

- **Concentração de coliformes efluentes**

Assumindo as equações para o fluxo disperso:

$$a = \sqrt{1 + 4kt\bar{d}} = \sqrt{1 + 4 \times 0.70 \times 15 \times 0.013} = 1.243$$

$$N = N_0 \frac{4ae^{\frac{1}{2\bar{d}}}}{(1+a)^2 e^{\frac{a}{2\bar{d}}} - (1-a)^2 e^{\frac{-a}{2\bar{d}}}}$$

$$= 9.33 \times 10^5 \times \frac{4 \times 1.243 \times e^{\frac{1}{2 \times 0.013}}}{(1 + 1.243)^2 \times e^{\frac{1.243}{2 \times 0.013}} - (1 - 1.243)^2 \times e^{\frac{-1.243}{2 \times 0.013}}} = 80.50 \text{ CF}/100 \text{ ml}$$

Este sistema cumpre com as diretrizes da NP para a irrigação irrestrita (<10² CF/100 ml).

- **Eficiência de remoção dos CF**

A eficiência de remoção para a lagoa de maturação é:

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100\% = \frac{9.33 \times 10^5 - 80,50}{9.33 \times 10^5} \times 100 = 99.991\%$$

A eficiência geral dos sistemas de lagoas facultativas – lagoas de maturação na remoção de coliformes é:

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100\% = \frac{10^7 - 80,50}{10^7} \times 100 = 99.9992\%$$

$$\text{Unidades Log removidas} = -\log\left(1 - \frac{E}{100}\right) = -\log\left(1 - \frac{99.9992}{100}\right) = 5.1 \text{ unid. log. rem.}$$

5.5.2 Verificação para áreas implantadas

- **Lagoa Facultativa**

A relação C/L = 309.09/108.46 = 2.85, logo para o número de dispersão temos:

$$d = \frac{1}{\frac{C}{L}} = \frac{1}{2.85} = 0.351 \quad (2.7)$$

Tendo em conta que t_{RH} = 7.24 dias e d = 0.351, temos:

$$a = 1.88, N = 2.59 \times 10^6 \text{ CF}/100 \text{ ml e } E = 74.10\%$$

Esta concentração de efluente da lagoa facultativa é a concentração de afluente para as lagoas de maturação.

- **Lagoa de Maturação**

- **Tempo de retenção hidráulica**

$$t_{RH} = \frac{V}{Q} = \frac{58\,886.78 \text{ m}^3}{16\,668.60 \text{ m}^3/\text{d}} = 3.53 \text{ dias} \quad (2.2)$$

Este valor de tempo de retenção não é aceitável pois está abaixo dos limites aceitáveis (10 – 20 dias) para lagoas com divisões internas.

- **Concentração de coliformes efluentes**

Para $t_{RH} = 3.53$ dias e $d = 0.013$ tem-se:

$$a = 1.06 \text{ e } N = 2.57 \times 10^5 \text{ CF}/100 \text{ ml}$$

Este sistema não cumpre com as directrizes da NP para a irrigação irrestrita ($<10^2$ CF/100 ml).

- **Eficiência de remoção dos CF**

A eficiência de remoção para a lagoa de maturação é:

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100\% = \frac{2.59 \times 10^6 - 2.57 \times 10^5}{2.59 \times 10^6} \times 100 = 90.08\%$$

A eficiência geral dos sistemas de lagoas facultativas – lagoas de maturação na remoção de coliformes é:

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100\% = \frac{10^7 - 2.57 \times 10^5}{10^7} \times 100 = 97.43\%$$

$$\text{Unidades Log remov.} = -\log\left(1 - \frac{E}{100}\right) = -\log\left(1 - \frac{97.43}{100}\right) = 1.59 \text{ unid. log. remov.}$$

Tabela 5.4. Dados de dimensionamento das lagoas de maturação

DADOS	UNIDADE	LAGOA ÚNICA COM DEFLETORES	VERIFICAÇÃO DA LAGOA IMPLANTADA
Número de unidades	-	1	1
Número de defletores	-	4	4
t_{RH} Total	dias	15	3.53
t_{RH} em cada lagoa	dias	-	-
Volume por unidade	m ³	125 014,50	58 866.78
Área por unidade	m ²	156 268,13	36 804.24
Concentração de CF no afluente	CF/100 ml	9.33×10^5	2.59×10^6
Concentração de CF no efluente	CF/100 ml	80,50	2.57×10^5
Eficiência de remoção de CF	%	99.991	90.08
Unidades logaritmas removidas	unidades de logaritmo	4	1
Eficiência global de remoção de CF (Facultativa+Maturação)	%	99.9992	97.43
Unidades logaritmas removidas	unidades de logaritmo	5.1	1.59

Com os resultados obtidos nas tabelas 5.3 e 5.4, é possível verificar que a com as dimensões das lagoas implantadas na ETAR, não é possível obter uma concentração dos poluentes no efluente que esteja dentro dos limites impostos pela norma portuguesa para o CBO (<40mg/l) e para os CF (100 CF/100ml), por isso, foi adicionado a jusante das lagoas de maturação, leitos de macrofilas (Sistema Francês), com o objectivo de fornecer um tratamento adicional do efluente de modo a obter um afluente com qualidade aceitável para o uso na irrigação.

5.6 Leitos de macrófitas (Constructed wetlands)

Como já referido, o dimensionamento é baseado em cargas poluentes e hidráulicas máximas, que são expressas por m² de filtro em operação por dia. Para o presente caso o dimensionamento será baseado na CBO efluente das lagoas de maturação e no caudal médio diário.

5.6.1 Concentração de poluentes

A CBO efluente das lagoas de maturação (afluentes aos leitos de macrófitas) implantadas, é apresentada na Tabela 5.3 (77.04 g CBO₅/m³).

- CBO₅ em massa afluente = $S_0 \times Q = 51.82 \frac{\text{g CBO}}{\text{m}^3} \times 16\,668.60 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 863\,766.85 \frac{\text{g CBO}}{\text{d}}$

5.6.2 Leitos de macrófitas primários

As áreas dos leitos macrófitas primários necessárias serão determinadas com base nas taxas de carregamento apresentadas na Tabela 2.6.

- Área de superfície necessária de um filtro com base na taxa de carregamento hidráulico (0,37m³/m² d):

$$A_1 = \frac{16\,668.60 \text{ m}^3/\text{d}}{0.37 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}} = 45\,050.27\text{m}^2$$

- Área de superfície necessária de um filtro com baseada na CBO afluente em massa (150g/m² d):

$$A_1 = \frac{863\,766.85 \text{ g CBO}/\text{d}}{150 \text{ g}/\text{m}^2 \text{ d}} = 5\,758.45\text{m}^2$$

O maior (45 050.27 m²) será escolhido para permitir a conformidade com todos os critérios de projecto e produzir concentrações de efluentes exigidas. Os leitos têm uma relação C/L igual a 2.4. Assim os leitos de macrófitas deveriam ter dimensões de 137x328.22 m.

O primeiro estágio do sistema VF francês é composto por três unidades em paralelo (n=3, sendo uma em funcionamento e duas em repouso), a área total necessária para o primeiro estágio é de 135 150.81m².

5.6.3 Leitos de macrófitas secundários

A qualidade do efluente do primeiro estágio é necessária para ser utilizado como afluente dos filtros do segundo estágio. A qualidade esperada é calculada utilizando as taxas de remoção da Tabela 2.6, conforme segue:

- CBO₅ removida na primeira etapa = $0.90 \times S_0 = 0.90 \times \frac{863\,766.85 \text{ g CBO}_5/\text{d}}{45\,050.27\text{m}^2} = 17.25 \frac{\text{g}}{\text{m}^2 \text{ d}}$
- CBO₅ efluente em massa na primeira etapa = $\frac{863\,766.85 \text{ g CBO}_5/\text{d}}{45\,050.27\text{m}^2} - 17.25 = 1.92 \frac{\text{g}}{\text{m}^2 \text{ d}}$
- fluxo de CBO₅ em massa na primeira etapa = $1.92 - 45\,050.27 = 86\,496.52 \frac{\text{g}}{\text{d}}$
- Concentração de CBO₅ no efluente na primeira etapa = $\frac{86\,496.52}{16\,668.60} = 5.19 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}$

Área de superfície necessária de um filtro com baseada na CBO afluente em massa (20g/m² d):

$$A_1 = \frac{86\,496.52 \text{ g/d}}{20 \text{ g/m}^2 \text{ d}} = 4\,324.83\text{m}^2$$

Área de superfície necessária de um filtro com base na taxa de carregamento hidráulico para a segunda etapa é a mesma da primeira, assim, a área é de 45 050.27 m². O segundo estágio possui dois filtros em paralelo (A = 90 100.51 m²), alternando sua operação a cada 3,5 dias.

Os leitos de macrófitas implantados na ETAR têm as seguintes áreas 17 860.80 m² para os leitos primários (5 953.80 m² cada) e 10 969.20 m² para os leitos secundários (5 484.60 m² cada). Desse jeito é possível concluir que o tratamento adicional fornecido pelo sistema francês é ineficiente por não ter capacidade de encaixe do caudal efluente das lagoas de maturação.

As eficiências de remoção dos poluentes apresentados na Tabela 2.6 só são atingidos caso sejam cumpridos todos os critérios de dimensionamento dos leitos de macrófitas. A dimensão

das lagoas necessária para que os critérios sejam cumpridos é de 137x328.22 m para as lagoas primárias e secundárias.

Quanto a eficiência de remoção dos CF segundo ALBOLD, et al. (2011), cumprindo todos os critérios de dimensionamento dos leitos de macrófitas é possível obter uma eficiência de remoção de 2 a 3 unidades logaritmas. Uma vez que os leitos de macrófitas implantados não cumprem com o critério de carga hidráulica, não será possível obter um efluente com qualidade microbiana aceitável.

Tabela 5.5. Dimensões que as lagoas da ETAR de Infulene deviam ter para atender às exigências exigidas para a rega.

Dados	Lagoa Anaeróbia		Lagoa facultativa	L. de maturação	Leitos de macrófitas	
	Novas	Antigas			Prim.	Secund.
Largura (m)	44	40	152.15	228	137	137
Comprimento (m)	78	75	304.3	685	328.22	328.22
Profundidade da água (m)	5	3	1.8	0.8	2.47	1.34
Rebordo (m)	0.5	0.5	1.2	1.28	1.16	1.16
Unidades	2	2	2	2	3	2
Área por unidade	3 432	3 000	69 452.50	156 268.13	45 050.27	45 050.27

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 Conclusões

O presente trabalho foi realizado de forma satisfatória onde buscou-se analisar as soluções propostas nas fases de reabilitação e duplicação do sistema de lagunagem de intervenção a ETAR de Infulene para o tratamento da fase líquida, de modo a apurar se a ETAR é capaz de garantir que os efluentes tenham qualidade necessária para o reuso na irrigação. Feito o estudo foi possível concluir o seguinte:

- Segundo as campanhas realizadas em Julho de 2014, os afluentes provenientes da cidade de Maputo do ponto de vista de CBO e CF apresentam uma concentração média, devido á diluição provocada pela entrada do aquífero local.
- Nas estimativas feitas no PDSDAMM (2016) não foi levado em conta a contribuição das indústrias e nem os caudais de infiltração que podem ter um peso não negligenciável no valor do caudal médio, principalmente em zonas em que o nível freático é elevado. Levando em conta a contribuição do caudal de infiltração, o caudal obtido foi de 16 660.60 m³/dia, porém no presente estudo não foi possível levar em conta o caudal proveniente das indústrias, pois para tal devem ser analisados caso a caso.
- Os principais poluentes comuns a remover nas ETAR são CBO₅, CQO, SST, N, P e coliformes fecais, cujos VMA nos efluentes destinados á rega são, de acordo com o decreto 18/2004, 150 mg/l para o CQO, 60mg/l para os SS, 10 mg/l para o Fósforo total e 15 mg/l para o Azoto total. Não são apresentados padrões de descargas para o CBO₅ e CF, o que é crítico no ponto de vista de qualidade ambiental, porém, podem ser considerados os padrões definidos pela NP que são 40 mg/l no máximo para o CBO e 100 NMP/100 ml para os coliformes fecais.
- Antes dos trabalhos de reabilitação e duplicação da ETAR de Infulene, a qualidade do efluente final não satisfazia os requisitos apresentados no Decreto-lei 30/2003 para os SST, CQO, CBO e CF, isso devido aos baixos tempos de retenção hidráulicos nas lagoas anaeróbicas e a carência de condições para a realização de uma desinfecção eficiente. Após a implementação das soluções propostas para a fase I estima-se que serão enfrentados os mesmos problemas referentes a baixos tempos de retenção antes mesmo do previsto.

Com os aspectos acima mencionados é possível afirmar que a capacidade de tratamento da ETAR de Infulene será esgotada antes do previsto.

A área ocupada pelas lagoas anaeróbias, facultativas, de maturação e pelos leitos de macrófitas é de cerca de 18.23 ha, e para as dimensões necessárias para atender às directrizes anteriormente mencionadas a área é de 68.96 ha, que é mais que o triplo da área actualmente ocupada. Tendo em conta que a ETAR está inserida em uma área predominantemente agrícola, a implementação das dimensões das lagoas apresentadas na Tabela 5.5, teria um impacto negativo na afectação, de forma permanente, em várias machambas, que constituem fonte de rendimento da população o que implicaria compensações por essas perdas e possíveis compensações por perda de terrenos agrícolas.

6.2 Recomendações

- Para a garantia de qualidade do efluente destinado a rega é a antecipação da fase 2 de intervenção á ETAR que é o arejamento das lagoas facultativas, cujo principal objectivo é o fornecimento de oxigênio necessário para a actividade microbiana através de arejadores mecanizados.
- Após o término da reabilitação e duplicação dos sistemas de lagunagem recomenda-se que se façam análises laboratoriais dos afluentes e efluentes da ETAR, de modo a se confirmar o diagnóstico feito no âmbito deste estudo.
- Recomenda-se também a medição periódica dos caudais afluentes não só a ETAR do Infulene, mas também em todas ETAR's de Moçambique, pois isso permite acompanhar com precisão a evolução dos caudais afluentes e consequentemente o desenvolvimento urbanístico para que em trabalhos futuros de expansão da ETAR ou construção de novas ETAR's em Moçambique se possa usar dados históricos e estimar com mais precisão os caudais afluentes.
- Criação de regulamentos que se adequem as condições climáticas de Moçambique, que possam orientar a concepção e ou construção de novas ETAR's, que possam definir padrões de descarga de águas residuais domésticos no meio receptor dos CT, CF e CBO pois estes contribuem massivamente para a poluição microbiológica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

The Water Treatment in Sewage Treatment . [Online] [Citação: 5 de Junho de 2022.] <http://www.thewatertreatments.com>.

ALBOLD, Andrea, et al. 2011. *Constructed Wetlands: Sustainable Wastewater Treatment for Rural and Peri-Urban Communities in Bulgaria*. 2011.

BAZ, I. A., Otterpohl, R. e Wendland, C. 2008. *Efficient Management of Wastewater - Its*. [ed.] Springer. 2008.

Climate Data. [Online] [Citação: 23 de Fevereiro de 2023.] <https://pt.climate-data.org/africa/mocambique/maputo/maputo-535/>.

CONCELHO MUNICIPAL DE MAPUTO. 2021. *PROJECTO DE TRANSFORMAÇÃO URBANA DE MAPUTO: Revitalização do Centro da Cidade de Maputo*. Maputo : s.n., 2021.

DE SOUSA, BERNARDO EMANUEL MARTINS. 2018. *ESTUDO DA IMPLEMENTAÇÃO DE SISTEMAS NATURAIS DE TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS NO TRATAMENTO DE EFLUENTES DE CAUDAIS VARIÁVEIS O CASO DE ESTUDO DA “BOOMLAND”*. Porto : s.n., 2018.

DE SOUSA, Tânia Cristina Ribeiro. 2016. *Estações de Tratamento de Águas Residuais: Conceitos e Dimensionamento*. s.l. : ISEP - Instituto Superior de Engenharia de Porto, 2016.

DO MONTES, Maria Helena Marecos, dos Santos, Maria Teresa Loureiro e Barreiros, Ana Maria. 2018. *Tratamento de Águas Residuais: Processos de Tratamento Biológico*. Lisboa : s.n., 2018.

DO MONTES, Maria Helena Marecos, et al. 2016. *Tratamento de Águas Residuais: Operação e Processos de tratamento Físico e Químico. Cursos Técnicos*. Lisboa : s.n., 2016.

DOS SANTOS, Lúcio Agostinho Barreiros, et al. 2019. *ORIENTAÇÕES METODOLÓGICAS PARA A ELABORAÇÃO DE TRABALHOS DE INVESTIGAÇÃO*. s.l. : IUM - Centro de Investigação e Desenvolvimento, 2019.

DOTRO, Gabriela, et al. 2017. *BIOLOGICAL WASTEWATER TREATMENT SERIES: Treatment Wetlands*. 2017. Vol. 7.

FASANARO, ROBERTO. 2002. *TRATAMENTO BIOLÓGICO E FÍSICO-QUÍMICO DOS ESGOTOS DOMÉSTICOS DO MUNICÍPIO DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ/SC* . FLORIANÓPOLIS : s.n., 2002.

Gestão de Efluentes Municipais da ETAR da Cidade de Maputo e Arredores. SITEO, et al. 2019. Maputo : Revista Científica de Matemática, Ciências Naturais e Aplicadas, 2019.

INE. 2019. *Boletim de Estatísticas Demográficas e Sociais, Maputo Cidade*. 2019.

JANE, Assucena Francisco . 2017. *Tratamento de Águas Residuais e Gestão de Lamas Fecais em Moçambique: Ponto de Situação, Desafios e Perspetivas. Caso de Estudo - Cidade da Beira*. 2017.

JANE, Assucena Francisco. 2017. *Tratamento de Águas Residuais e Gestão de Lamas Fecais em Moçambique: Ponto de Situação, Desafios e Perspetivas: Caso de estudo - Cidade da Beira*. 2017.

MOPHRH - Ministério das Obras Públicas, Habitação e Recursos Hídricos. 2020. *Guião Metodológico para Elaboração de Planos Director Municipais de Água e Saneamento Urbano*. [ed.] Habitação e Recursos Hídricos Ministério das Obras Públicas. 1ª edição, 2020. 2020.

MOPHRH: DIRECÇÃO NACIONAL DE HURBANIZAÇÃO E HABITAÇÃO. 2020. *Guião Metodológico para Elaboração de Planos Director Municipais de Água e Saneamento Urbano*. 1ª Edição, 2020. 2020.

MUTEVÚIE, Raul. 2014. *Sistemas Sustentáveis de Tratamento de Águas Residuais em Moçambique. Dissertação para obtenção do Grau de Mestrado em Hidráulica e Recurso Hídricos*. Universidade Eduardo Mondlane. 2014.

PDSM, PLANO DIRECTOR DE SANEAMENTO E DRENAGEM DA ÁREA METROPOLITANA DE MAPUTO. 2016. *ESTUDOS DE VIABILIDADE DAS SOLUÇÕES PRIORITÁRIAS: VOLUME 5 – ETAR DO INFULENE*. Maputo : s.n., 2016.

PINHEIRO, José Alberto Ribeiro. 2011. *APROVEITAMENTO DE ÁGUAS DE E.T.A.R. PARA ABASTECIMENTO DE CISTERNAS, AUTOTANQUES E EQUIPAMENTOS SIMILARES E REGA DE ESPAÇOS PÚBLICOS: O caso da Estação de Tratamento de Águas Residuais de Fernão Ferro no Concelho do Seixal*. Lisboa : s.n., 2011.

PRODANOV, Cleber Cristiano e de Freitas, Ernani Cesar. 2013. *METODOLOGIA DO TRABALHO CIENTÍFICO: Métodos e Técnicas da Pesquisa e do Trabalho Acadêmico*. Rio Grande do Sul : Universidade Feevale, 2013.

UFRGS. 2009. *Métodos de Pesquisa*. 1ª Edição. 2009.

VON SPERLING, Marcos. 2007. *Biological Wastewater Treatment Series*. s.l. : IWA Publishing, 2007. Vol. Waste Stabilisation Ponds.

—. 2007. *Biological Wastewater Treatment Series: Waste Stabilisation Ponds*. s.l. : IWA Publishing, 2007. Vol. III.

MARQUES, J. A. A. S. e Sousa, J. J. O. Hidráulica urbana. Sistema de Abastecimento de Água. Imprensa da UC, Coimbra, 2007, 317 p.

LEVY, J. Novas Fontes de Abastecimento de Água – Reutilização e Dessalinização. 1ª ed. Ecoserviços, 2008, 86 p.

LIU, D. H. F. e Lipták, B. G. Wastewater Treatment. CRC Press, 2000, 457 p.

BUTLER, D. e Davies, J. W. Urban drainage. 2ª ed. Taylor & Francis. 2004, 543 p.

SINCERO, G. A. e Sincero, P. A. Physical-Chemical Treatment of Water and Wastewater. IWA Publishing, 2002, 784 p.

METCALF & EDDY. 2003. Wastewater Engineering, Treatment and Reuse. 4^a ed. International Edition McGraw-Hill, New York, 1819 p.

PEREIRA, M. Contributo para avaliar a possibilidade de reutilização das areias removidas nas ETAR. Dissertação de mestrado em Engenharia do Ambiente. UNL/FCT, Lisboa, 2008, 167 p.

QASIM, S. R. 1999. Wastewater treatment plants – planning, design and operation. 2^a ed. CRC Press, 1107 p.

TILLMAN, G. M. Primary treatment at wastewater treatment plants. CRC Press, USA, 1992, 115 p.

CHENG, D., Sistemas naturais de tratamento de águas residuais. FEUP 2016.

MARA, D., Domestic Wastewater Treatment in Developing Countries. 2003: Earthscan.

SPELLMAN, F. and J. Drinan, Wastewater Stabilization Ponds. 2014: CRC Press.

SPERLING, M.V., WasteY Stabilisation Ponds. Vol. 3. 2007

MARA, D. D.; PEARSON, H. W. – Waste Stabilization Ponds. Design Manual for Mediterranean Europe. World Health Organization, Regional Office for Europe, Copenhagen, 1987.

METCAL & EDDY – Wastewater Engineering Treatment and Reuse. TCHOBANOUGLOS, G.; BURTON, F. L.; STENSEL, H. D. 3rd ed., McGraw Hill, 1991. ISBN: 978 – 007 – 0416 – 90 - 1

FERREIRA, J. A. G. V.. *Sistemas naturais de tratamento de águas residuais*. Relatório de Dissertação do Mestrado em Engenharia Biológica e Química. Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, Instituto Politécnico de Setúbal, 2021. 95p.

SOARES, R. A.. *Caracterização de resíduos e ensaios laboratoriais para a optimização do processo de tratamento de águas residuais industriais*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica. Universidade de Aveiro, 2019

CUMBANE, R. N. (2015). *Análise do Risco de Incêndios Urbanos no Município de Maputo em Moçambique*. Lisboa: Instituto de Geografia e Ordenamento do Território.

República de Moçambique, Boletim da República: Decreto-Lei que regula os Sistemas Públicos de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais. In: Boletim da República, 30/2003 de 01 de Junho.

República de Moçambique, Boletim da República: Decreto-Lei que define padrões ambientais de emissão de ambientes. In: Boletim da República, 18/2004 de 02 de Junho.

APÊNDICES

Apêndice 01: DIMENSIONAMENTO DE LAGOA FACULTATIVA

1.1 Modelo de fluxo contínuo

$$S = S_0 \times e^{-k_b t} = (1 - 0.586) \times 220 \times e^{-0.27 \times 15} = 1.59 \text{ g CBO} / \text{m}^3$$

1.2 Modelo do fluxo disperso

➤ Coeficiente de remoção de CBO

- ARLEIVALA (1981)

$$K = 0.132 \times \log C_{org.Sup} - 0.146 = 0.132 \times \log 240.04 - 0.146 = 0.168 d^{-1} \quad T = 20 \text{ } ^\circ\text{C}$$

- VIDAL (1983)

$$K = 0.091 + 2.05 \times 10^{-4} C_{org.Sup} = 0.091 + 2.05 \times 10^{-4} \times 240.04 = 0.14 d^{-1} \quad T = 20 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$K = \frac{(0.168 + 0.14)}{2} = 0.154 d^{-1}$$

$$S = S_0 \times \frac{4ae^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 e^{\frac{1}{2d}} - (1-a)^2 \times e^{-\frac{1}{2d}}} \quad a = \sqrt{1 + 4k_b dt}$$

$$d = \frac{1}{c/L} = \frac{1}{3} = 0.333 \quad a = \sqrt{1 + 4 \times 0.149 \times 0.333 \times 15} = 1.994$$

$$S = S_0 \times \frac{4ae^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 e^{\frac{1}{2d}} - (1-a)^2 \times e^{-\frac{1}{2d}}} = 91.08 \frac{4 \times 1.994 \times e^{\frac{1}{2 \times 0.333}}}{(1+1.994)^2 \times e^{\frac{1.994}{2 \times 0.333}} - (1-1.994)^2 \times e^{-\frac{1.994}{2 \times 0.333}}} = 20.48 \text{ g CBO} / \text{m}^3$$

ANEXOS